

PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ







PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Escuela de Graduados



“Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis”

Tesis para optar el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil

Presentada por:

José Alberto Acero Martínez

Lima - Perú

MAYO 2004





RESUMEN

Este trabajo esta orientado a revisar las normas sísmicas más utilizadas para puentes continuos en el Perú y sus métodos de análisis. Se revisan principalmente: la norma AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, CALTRANS y la Norma Sísmica para Puentes de Japón. También, se discute la propuesta de norma para puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú y se revisa la NTE E.030. Por otro lado, se revisan en forma referencial, normas sísmicas de puentes de Chile, Venezuela y Canadá.

El objetivo principal es comparar las consideraciones sísmicas de estas normas para puentes continuos vehiculares, tales como los que se encuentran en vías expresas, puentes urbanos de carreteras tanto principales como secundarios, cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T, vigas cajón y/o tijerales; adecuándolas a las condiciones usuales en el Perú.

Para ello se compara los coeficientes de aceleración (Z), clasificación por importancia, coeficientes de sitio (S), coeficiente de respuesta sísmica (Espectro de respuesta elástico), factores de reducción de fuerza sísmica (R), desplazamientos de diseño y combinaciones ortogonales de fuerza sísmica.

Se definen conceptos de regularidad de puentes y requerimientos mínimos de análisis sísmico para puentes. Se describe en forma detallada los métodos de análisis sísmicos elásticos. También, se dan criterios acerca de juntas sísmicas, topes transversales y direcciones actuantes de las fuerzas de inercia.

El trabajo se orientó a proponer una Norma de Diseño Sísmico de Puentes en el Perú y discutir la propuesta hecha por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Se presenta un ejemplo práctico, utilizando los métodos de análisis considerados.

Finalmente, se concluye que es conveniente utilizar la propuesta de norma de este estudio de investigación, ya que se puede lograr un buen comportamiento de los puentes ante eventos sísmicos.



Agradecimientos

Agradezco a todos los Ingenieros docentes que me brindaron sus conocimientos en la Pontificia Universidad Católica del Perú, durante los dos años que permanecí en la Maestría de Ingeniería Civil. Un agradecimiento muy especial al Mag. Daniel Roberto Quiun Wong, un amigo que me apoyó en forma constante e incondicional, gracias por sus consejos, su tiempo y experiencia; sin su apoyo no podría haber culminado esta tesis.

Al profesor Shigeki Unjoh de la Public Works Research Institute de Japón por la información brindada en forma desinteresada; al profesor William Lobo Quintero de la Universidad de los Andes de Venezuela; al profesor Izuno de la Universidad de Ritsumeikan; al profesor Denis Mitchell de la Universidad McGill de Canadá y a los profesores Richard Land, y Michael Banbuor de la CALTRANS.

Con todo mi cariño a Silvana Faride Ojeda Simborth por su apoyo y afecto a mi persona en el desenlace de este trabajo. A mis amigos Ingenieros Miriam Choquehuanca Condori, Marybel Alférez Martínez, Karhell Alférez Martínez Jesús Vergara Ramírez, Julián Mejia Zúñiga, Rodwer Huancahuari Palomino, Fredy Perales Tovar, Manuel Monroy Concha, Efraín Martínez Fabián, Joen Bazán Arbildo, Guido Molina, Nicola Tarque, Armando Arana Mostacero y Andrey Aparicio Ventura.

Todo esto no pudo ser posible sin el apoyo de mi familia, mi madre la Sra. María Martínez Maraza, mi padre el Sr. Ignacio Acero Gómez y mi hermana Hilda Acero Martínez, a los que les agradezco por su comprensión y paciencia durante todos estos años.

Ing. José Alberto Acero Martínez.



INDICE















CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

1.1. Antecedentes

La sismicidad histórica del Perú, nos muestra la ocurrencia de sismos destructivos desde el siglo XVI hasta el presente, con un saldo muy grande de pérdidas humanas y materiales. Como se tiene la certeza, de que donde han ocurrido sismos pasados ocurrirán movimientos de intensidad similar, obliga a tomar las medidas preventivas pertinentes.

Entre las estructuras vulnerables se encuentran los puentes, como elementos esenciales de comunicación, los cuales deben permanecer en funcionamiento después de un sismo.

Para ilustrar los efectos sísmicos sobre este tipo de estructuras, Pueden mencionarse las fallas de puentes durante sismos pasados, como en el terremoto de Alaska del 27 de Marzo de 1964 (Figura Nº 1.1), que derrumbó 9 puentes y ocasionó daños en otros 26; el fuerte sismo de Niigata (Japón) del 16 de Junio de 1964 (Figura Nº 1.2), donde se experimentaron grandes movimientos de los pilares de varios puentes; el sismo de San Fernando (California) del 9 de Febrero de 1971 (Figura Nº 1.3), que afectó 62 puentes con un 25% de daños muy severos o ruina total; e igualmente se tuvieron daños muy graves en puentes durante los terremotos de Guatemala (1976); Friuli, en Italia (1976); Miyagi-Ken-Oki, en Japón (1978) y en los últimos años los terremotos de Northridge (California) del 17 de Enero de 1994 (Figura Nº 1.4) y de Kobe (Japón) del 17 de Enero de 1995 (Figuras Nº 1.5 y 1.6).





Figura Nº 1.1. Colapso de puente en la localidad de Portage. Sismo de Alaska (27/03/1964).



Figura Nº 1.2. Colapso de puente, debido a grandes desplazamientos. Sismo de Niigata (16/06/1964).





Figura Nº 1.3. Colapso de puente. Sismo de San Fernando (09/02/1971).

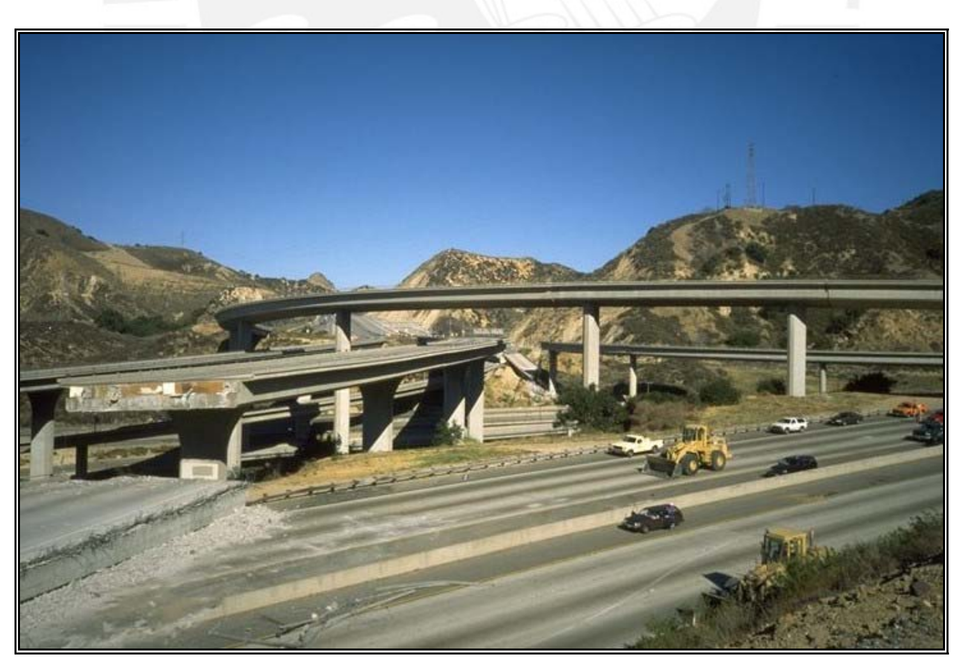


Figura Nº 1.4. Colapso de puente. Terremoto de Northridge (17/01/1994).





Figura Nº 1.5. Colapso de puente. Terremoto de Kobe (17/01/1995).



Figura Nº 1.6. Colapso de puente. Terremoto de Kobe (17/01/1995).

El Perú también tuvo daños de puentes durante los sismos de Huaraz del 30 de Mayo de 1970 (Figura Nº 1.7); el sismo de Arequipa del 16 de Febrero de 1979 (Figura Nº 1.8); el sismo de Nazca del 12 de Noviembre de 1996 (Figura Nº 1.9) y recientemente el sismo de Atico del 23 del Junio del 2001 (Figura Nº 1.10).





Figura Nº 1.7. Daño en apoyo de puente. Puente Casma. Terremoto de Huaraz (31/05/1970).

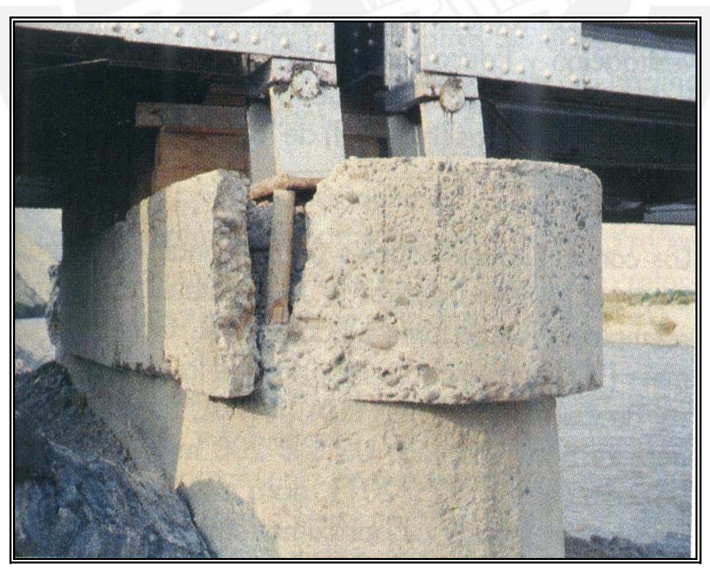


Figura Nº 1.8. Daño en apoyo de puente. Terremoto de Arequipa (16/02/1979).



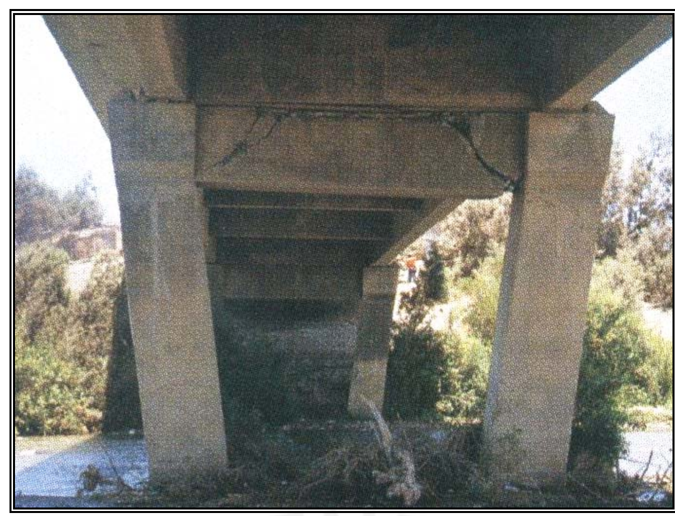


Figura Nº 1.9. Daño en subestructura. Sismo de Nazca (16/11/1996).

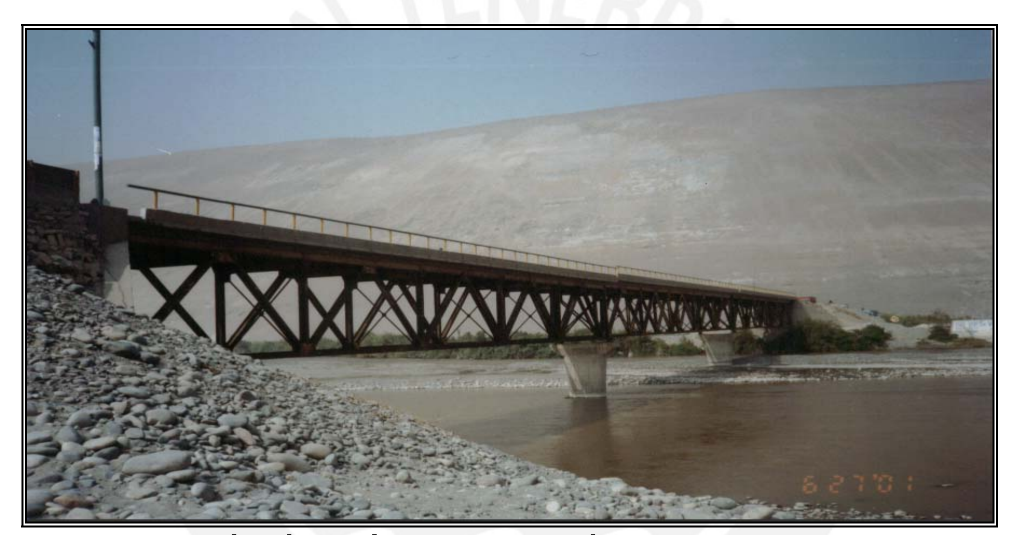


Figura Nº 1.10. Ladeo lateral permanente de superestructura. Puente de la Punta de Bombón. Sismo de Atico (23/06/2001).

1.2. Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es comparar las consideraciones sísmicas de los reglamentos extranjeros para el análisis sísmico y diseño estructural de puentes continuos vehiculares, tales como los que se encuentran en vías expresas, puentes carreteros tanto principales como secundarios, cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T, vigas cajón y/o tijerales; adecuándolas a las condiciones usuales en el Perú. Finalmente, se presenta una propuesta de Norma de Diseño Sísmico para puentes y la aplicación a un caso práctico en el que se comparan diferentes métodos de análisis sísmico.





Dentro de los objetivos específicos se encuentran:

- Revisar en forma detallada los códigos AASHTO STANDARD[Ref. 1], AASHTO-LRFD[Ref. 2], CALTRANS[Ref. 3], el Manual para Diseño Sísmico de puentes Japonés[Ref. 4], la NTE E.030[Ref. 5], la Propuesta de Reglamento de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transporte y Comunicaciones[Ref. 6].
- Asimismo, se revisan en forma referencial la Propuesta de Norma Sísmica de Puentes de Venezuela[Ref. 7], el Reglamento de Diseño Sísmico de puentes de Chile[Ref. 8], el EUROCODE[Ref. 9], la FHWA[Ref. 10], el ATC-6[Ref. 26], el ACI 341.2R-97[Ref. 35], el ATC-32[Ref. 36] y el Reglamento Sísmico para puentes de Canadá[Ref. 37].
- Analizar y comparar la clasificación de los puentes de acuerdo a su importancia.
- Revisar y comparar los efectos de sitio de acuerdo a las condiciones del suelo.
- Comparar los espectros de respuesta de los diferentes códigos [Ref. 1 @ 4] y de la norma NTE E.030[Ref. 5], realizando una propuesta adecuada para la estructura de los puentes.
- Revisar y comparar los factores de modificación de respuesta.
- Desarrollar los métodos de análisis sísmico que proponen la mayoría de normas o especificaciones para determinar las fuerzas elásticas y desplazamientos en puentes.
- Comparar la combinación de la respuesta sísmica en sus direcciones ortogonales.
- Determinar los requerimientos mínimos de ancho de apoyo para los puentes según cada especificación.
- Presentar una Propuesta de Norma para el Diseño Sísmico de Puentes en el Perú.
- Exponer un ejemplo práctico de un puente continuo, aplicándole una propuesta de norma para el Perú, y adicionalmente,





someterlo a registros peruanos en un programa de análisis estructural.

- Comentar la influencia que tienen los sismos en el diseño de puentes continuos.

1.3. Alcances y metas

Mediante revisión de la bibliografía se determinarán los parámetros que considera cada norma, adecuándolas a la realidad peruana; esto se hará basándonos en estudios ya realizados tales como: zonificación sísmica, coeficientes de sitio y otros. Finalmente, se deber obtener un resumen general que puede servir de guía para diseñadores y para estudios subsecuentes que se realicen en puentes.

Las consideraciones que se determinarán serán aplicables para el análisis y diseño de nuevos puentes rectos y para algunos puentes curvos con limitaciones luego mencionadas. Estos puentes deben tener una longitud total no mayor que 150 m y su superestructura puede estar compuesta por losas, vigas T, vigas cajón y/o tijerales. La limitación de 150 m se debe a que la superestructura pierde rigidez al ser sensible a oscilaciones inducidas por el sismo o viento. Los puentes colgantes, de voladizos sucesivos, de arco, no son contemplados por este estudio, por tener especificaciones especiales.

Como se mencionó anteriormente, el resultado final es redactar una guía básica y útil de análisis y diseño sísmico para los puentes de los tipos mencionados, plasmada en una propuesta de norma.

Los puentes a ser incluidos en la propuesta de norma serán puentes continuos que se encuentran en gran parte de la ciudad de Lima y en otras ciudades del Perú, tanto urbanos como rurales. En las figuras Nº 1.11 @ Nº 1.25, se muestran puentes sobre la Vía Expresa (Paseo de la República) y de la Av. Javier Prado, en los que esta propuesta es aplicable.







Figura Nº 1.11. Puente continuo de concreto armado de tres tramos (Puente Javier Prado), sobre la Vía Expresa.

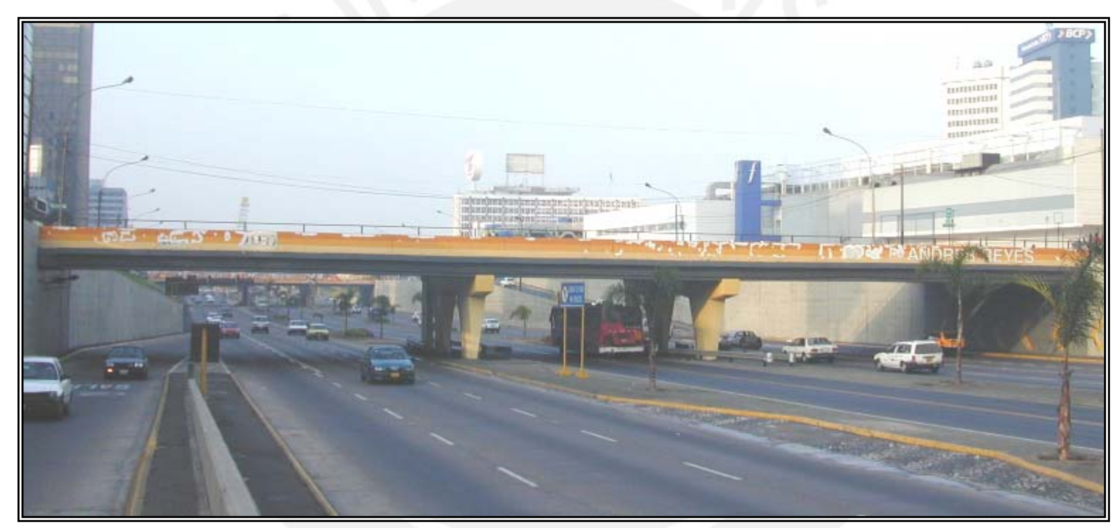


Figura Nº 1.12. Puente continuo de concreto armado de tres tramos (Puente Andrés Reyes), sobre la Vía Expresa.



Figura Nº 1.13. Pilares del Puente Andrés Reyes, sobre la Vía Expresa. Se observa una sección reducida en la base del pilar.







Figura Nº 1.14. Puente continuo de tres tramos (Puente Canaval y Moreyra), sobre la Vía Expresa.



Figura Nº 1.15. Vigas y conexiones de acero estructural del Puente Canaval y Moreyra.



Figura Nº 1.16. Puente continuo curvo Coronel Francisco Bolognesi, sobre la Av. Javier Prado.





Figura Nº 1.17. Puente continuo curvo Coronel Francisco Bolognesi, se observa columnas en forma de V, con poca rigidez transversal.



Figura Nº 1.18. Subestructura del puente curvo Coronel Francisco Bolognesi, se muestra sección cajón en apoyo interno.



Figura Nº 1.19. Puente continuo recto, sobre la Av. Javier Prado (Puente Circunvalación).







Figura Nº 1.20. Puente Circunvalación, se observa columnas en forma de V, con poca rigidez transversal. Existen dos puentes juntos.



Figura Nº 1.21. Puente Circunvalación, pareciera que no tiene una junta sísmica suficiente entre las dos superestructuras.

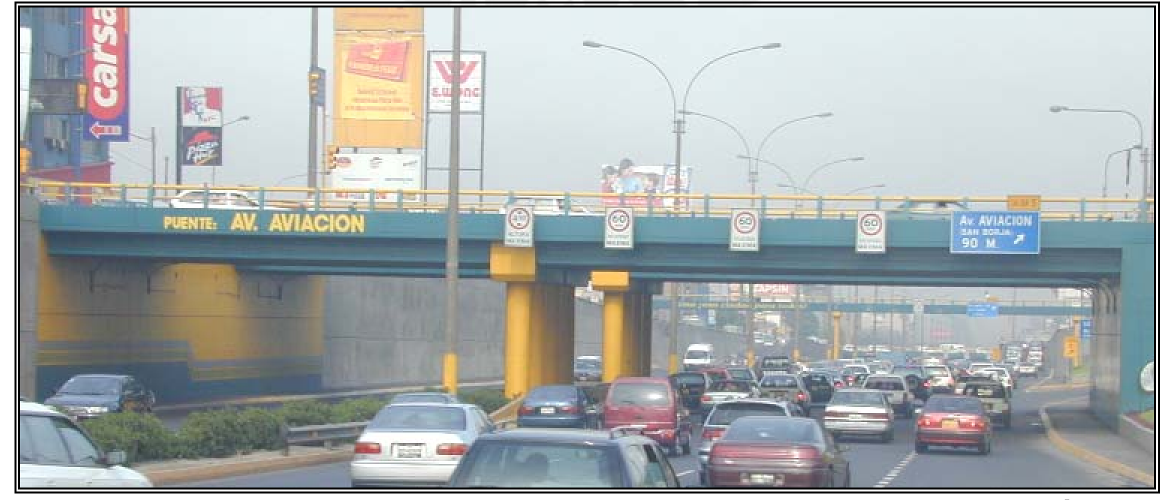


Figura Nº 1.22. Puente continuo de dos tramos (Puente Av. Aviación), sobre la Av. Javier Prado.







Figura Nº 1.23. Puente continuo de dos tramos (Puente Av. Guardia Civil), sobre la Av. Javier Prado.



Figura Nº 1.24. Puente continuo de dos tramos (Puente Quiñones), sobre la Av. Javier Prado.



Figura Nº 1.25. Pilares del Puente Quiñones, sobre la Av. Javier Prado. Se observa una sección reducida en la base del pilar, similar al del puente Andrés Reyes.





1.4. Propósito y filosofía sismorresistente para puentes

La filosofía sismorresistente de todos los códigos extranjeros ya mencionados, indican que los puentes deben:

- Resistir sismos menores dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin sufrir daños.
- Resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable.
- Resistir sismos severos sin llegar al colapso del conjunto o una parte del puente; se aceptan daños, los cuales deben ser detectados fácilmente y ocurrir en lugares accesibles para su inspección y reparación.
- Se deben utilizar magnitudes realistas para el sismo de diseño.

Durante un sismo leve y moderado la estructura debe comportarse en el rango elástico, y al actuar un sismo severo, debe poder incursionar en el rango no lineal o inelástico, para lo cual debe tener la resistencia y ductilidad suficiente para disipar energía.

1.5. Revisión de los Códigos Sísmicos para puentes

La norma actual sismorresistente NTE E.030 [Ref. 5], del Reglamento Nacional de Construcción en el Perú (2003) y las anteriores también (1997 y 1977), han sido concebidas para edificaciones y no incluye a los puentes. Por lo tanto, en el Perú se utiliza una gran diversidad de códigos sísmicos para puentes, cada cual adecuado a sus condiciones.

Entre los más utilizados en el Perú [Ref. 32, 38 y 39] son: el AASHTO STANDARD (1996), el AASHTO LRFD (1998), el CALTRANS (2001) y el Manual para Diseño Sísmico de puentes Japonés (1998 y 2002); en la última década se considera también el reglamento de puentes neozelandés y el EUROCODE8 [Ref. 9], para poder evaluar el comportamiento sísmico de un puente. Estas normas no pueden reflejar





adecuadamente el comportamiento sísmico estructural, ya que dichos códigos están elaborados para las condiciones del país de origen.

El AASHTO STANDARD vigente, es del año 1996 y su edición es la 16va; sin embargo, la AASHTO STANDARD va a producir su última edición, y de allí para adelante, sólo publicará AASHTO LRFD(la norma vigente es de 1998 - 2da Edición), en la cual existen algunas modificaciones en cuanto a las consideraciones sísmicas. El CALTRANS es otro reglamento cuya última edición fue en el 2001, vigente sólo para el estado de California, el cual tiene algunas consideraciones más exigentes que los dos anteriores; fue ampliado y mejorado a causa del terremoto de Northridge(1994). Por último, el Manual para Diseño Sísmico de puentes Japonés del año 2002, presenta algunos cambios con respecto al de 1996, a raíz del terremoto de Kobe-Japón(1995); este Manual contiene consideraciones importantes.

En el Perú últimamente ha sido publicada una propuesta de norma para puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones[Ref. 6], en donde se incluye consideraciones sísmicas. Si bien es cierto esta propuesta ha sido adaptada para las condiciones locales en una forma sucinta, es una trascripción basada en el reglamento AASHTO-LRFD, y que aún falta mejorar; además, esta propuesta no hace énfasis en los métodos de análisis sísmico.

Existen otros reglamentos que se han consultado entre ellos se tiene la Propuesta de Norma Sísmica de Puentes de Venezuela[Ref. 7], el Reglamento de Diseño Sísmico de puentes de Chile[Ref. 8], estas dos normas han sido adaptadas de acuerdo al AASHTO STANDARD; otro código es el EUROCODE8[Ref. 9], el cual toma algunas consideraciones del Código Japonés[Ref. 4]; la FHWA[Ref. 10], el ATC-6[Ref. 26], el ACI 341.2R-97[Ref. 35] y el ATC-32[Ref. 36] toman las consideraciones del AASHTO STANDARD; finalmente, el Reglamento Sísmico para puentes de Canadá[Ref. 37], es un reglamento adaptado del AASHTO-LRFD.



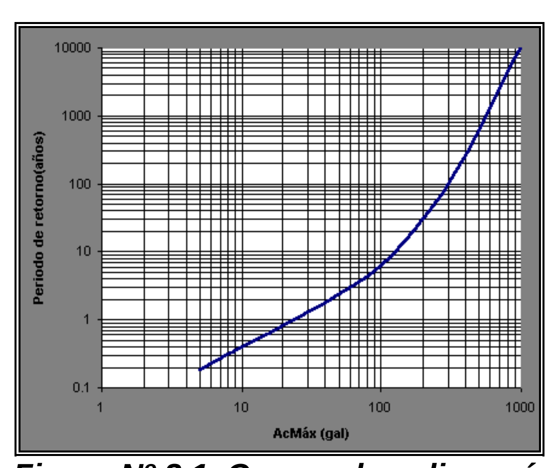
CAPÍTULO II

REQUERIMIENTOS GENERALES

En este capítulo se examinan los coeficientes de aceleración, la clasificación por importancia, los efectos de sitio, los coeficientes de respuesta elástica(Espectros Elásticos de Respuesta) y los factores de modificación de respuesta, que se describen en las normas peruana y extranjeras, además de tomar consideraciones importantes de otros reglamentos extranjeros a ser considerados [Ref. 7,8,9 y 37].

2.1. Coeficientes de Aceleración

El coeficiente de aceleración se determina realizando un análisis de peligro sísmico, aplicando la metodología desarrollada por Cornell [Ref. 17] en términos probabilísticos. Esta metodología integra información sismotectónica, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura [Ref. 18]. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia [Ref. 19], como lo muestra la figura Nº 2.1.



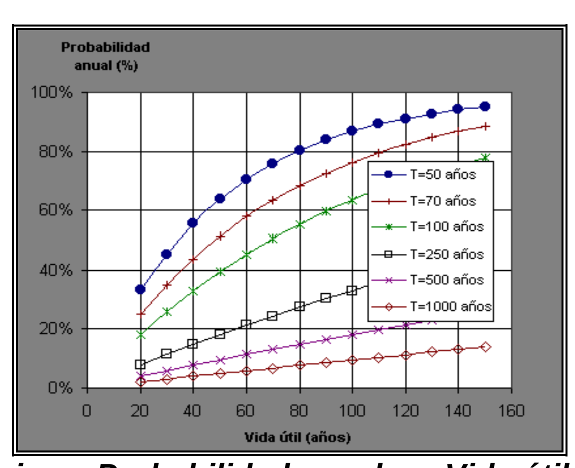


Figura Nº 2.1. Curvas de peligro sísmico y Probabilidad anual vs. Vida útil





Las normas evaluadas exigen que se realicen estudios especiales del coeficiente de aceleración, cuando:

- En el lugar donde se localizará el puente existe una falla activa cercana, o cuando las condiciones geológicas y geotécnicas no sean las más favorables.
- La zona es de alta sismicidad, con sismos de larga duración.
- La importancia del puente requiere un periodo de exposición o vida útil mayor.

La normas consultadas consideran un tiempo de exposición de la estructura de 50 años, para una probabilidad de excedencia de 10%, que equivale a un periodo de retorno de 475 años, esto para puentes no principales; para puentes y viaductos de carreteras principales se considera un tiempo de exposición de la estructura de 100 años, para una probabilidad de excedencia de 10%, que equivale a un periodo de retorno de 950 años. La excepción es el código CALTRANS que considera para un análisis determinístico, el sismo máximo creíble; y para un análisis probabilística, evalúa para 1000 a 2000 años de periodo de retorno.

2.1.1. Norma Sismorresistente E.030

La norma sismorresistente E.030, estipula 3 zonas sísmicas en el Perú, tal como se puede observar en la Tabla Nº 2.1 y la Figura Nº 2.2.

Tabla Nº 2.1. Zonas Sísmicas (Norma E.030)

ZONA	COEFICIENTE DE ACELERACIÓN(A=Z)
3	0.4
2	0.3
1	0.15





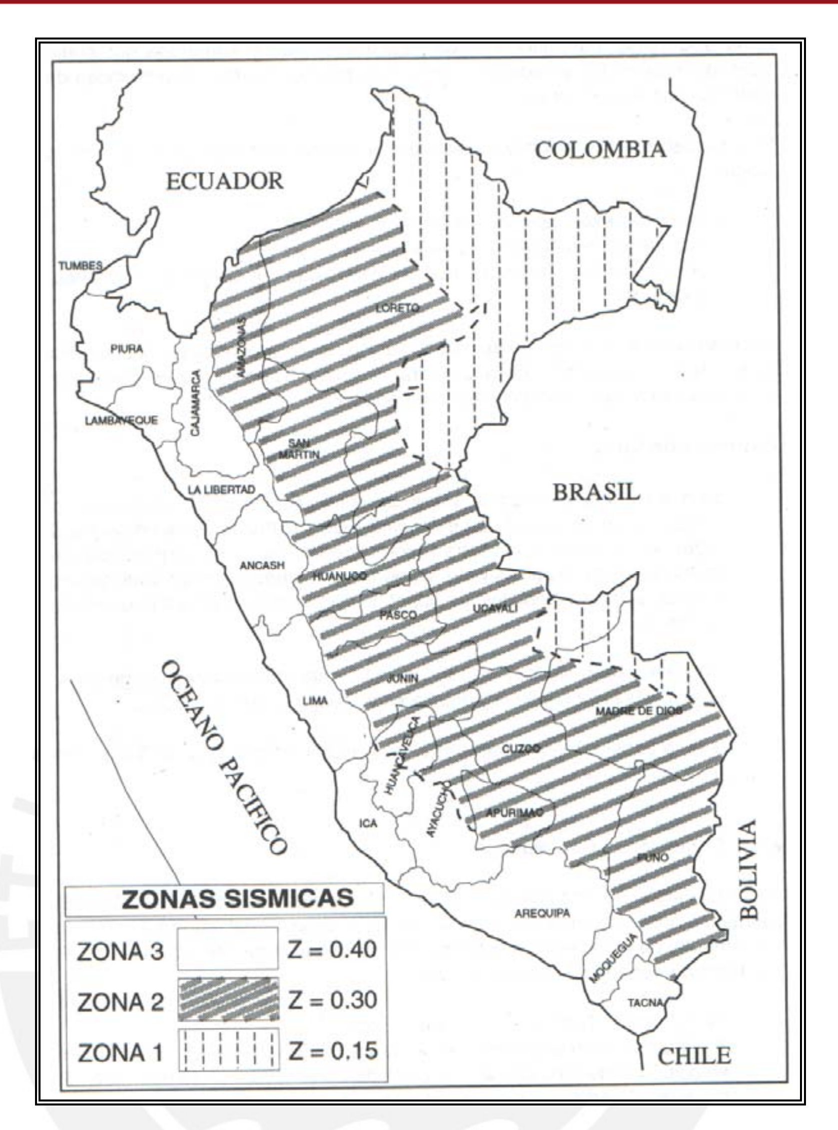


Figura Nº 2.2. Mapa de Zonificación sísmica

Alternativamente se puede utilizar los coeficientes de aceleración del mapa de distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años, realizado por Alva y Castillo [Ref. 18], ver figura Nº 2.3. Estos autores utilizaron dos leyes de atenuación de aceleraciones: la primera es la propuesta por Casaverde y Vargas [Ref. 22] y ha sido empleada para las fuentes asociadas al mecanismo de subducción; la segunda ley de atenuación de aceleraciones utilizada es la propuesta por McGuire[Ref. 23], para la Costa Oeste de los Estados Unidos y ha sido empleada para las fuentes asociadas a sismos continentales o corticales.





Figura Nº 2.3. Mapa de distribución de Isoaceleraciones propuesto por Alva-Castillo(1993)

2.1.2. AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD

Contempla una distribución de isoaceleraciones en porcentaje de aceleración de la gravedad, teniendo valores desde 0.8g hasta 0.05g (ver Figura Nº 2.4), esto indica una gran diversidad de coeficientes de aceleración.





Las zonas de comportamiento sísmico según la AASHTO, se clasifican en cuatro (Tabla Nº 2.2), para poder determinar el método de análisis, la longitud de apoyo del puente y la resistencia de las conexiones.

Tabla Nº 2.2.Zonas sísmicas(AASHTO STANDARD y AASHTO LRDF)

ZONA	COEFICIENTE DE ACELERACIÓN(A=Z)
1	A≤0.09
2	0.09<A≤0.19
3	0.19<A≤0.29
4	0.29<A

Estos valores obviamente han sido evaluados para las condiciones locales de los EEUU, y no pueden ser aplicados en el Perú.

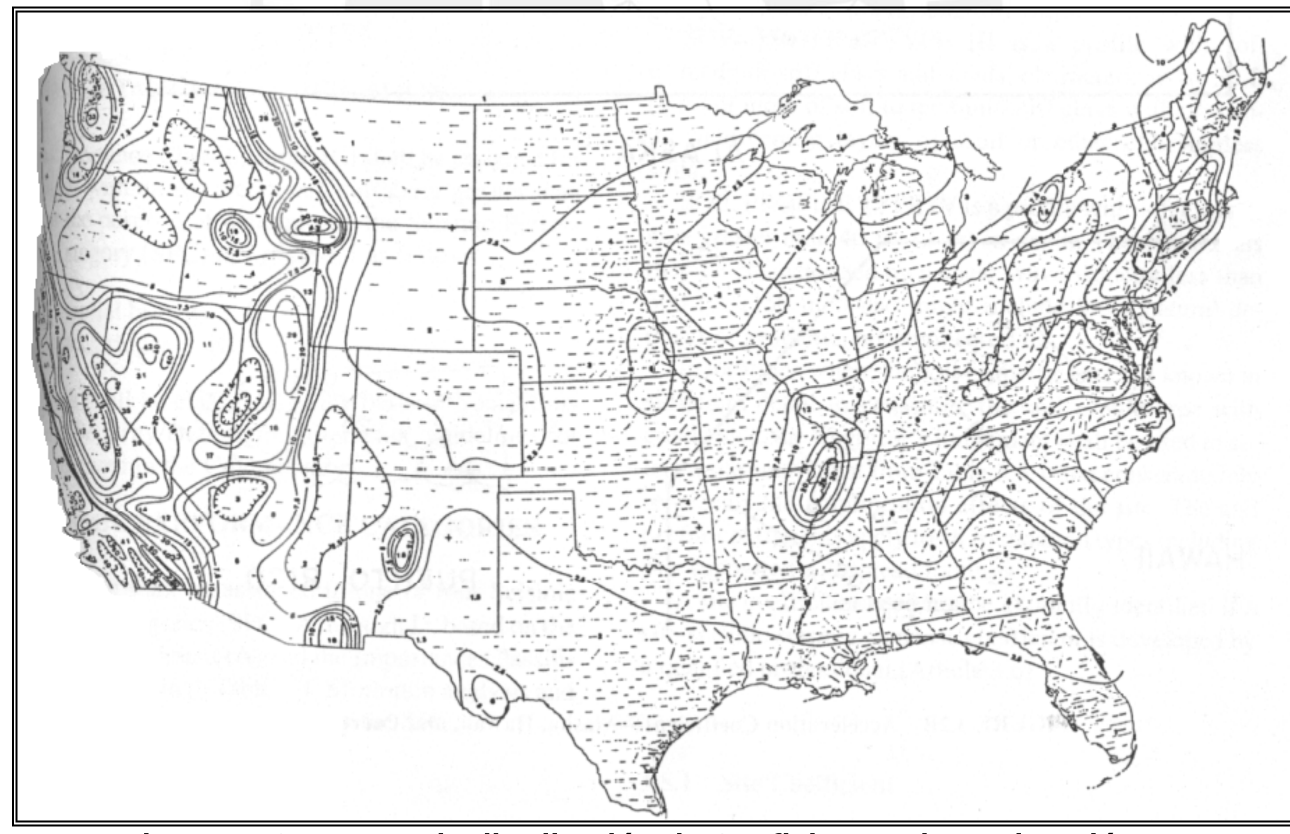


Figura Nº 2.4. Mapa de distribución de Coeficientes de Aceleración horizontal en % de g, según AASHTO y AASHTO LRFD (1994)



2.1.3. Norma Japonesa

Las especificaciones japonesas también tienen sus propios coeficientes de aceleración, los cuales no son aplicables en el Perú. Esta norma considera un factor de modificación de zona, tomando valores de C_Z=1.00, 0.85 y 0.70 y limitándolos con constantes de aceleración de respuesta (ver figura Nº 2.5).

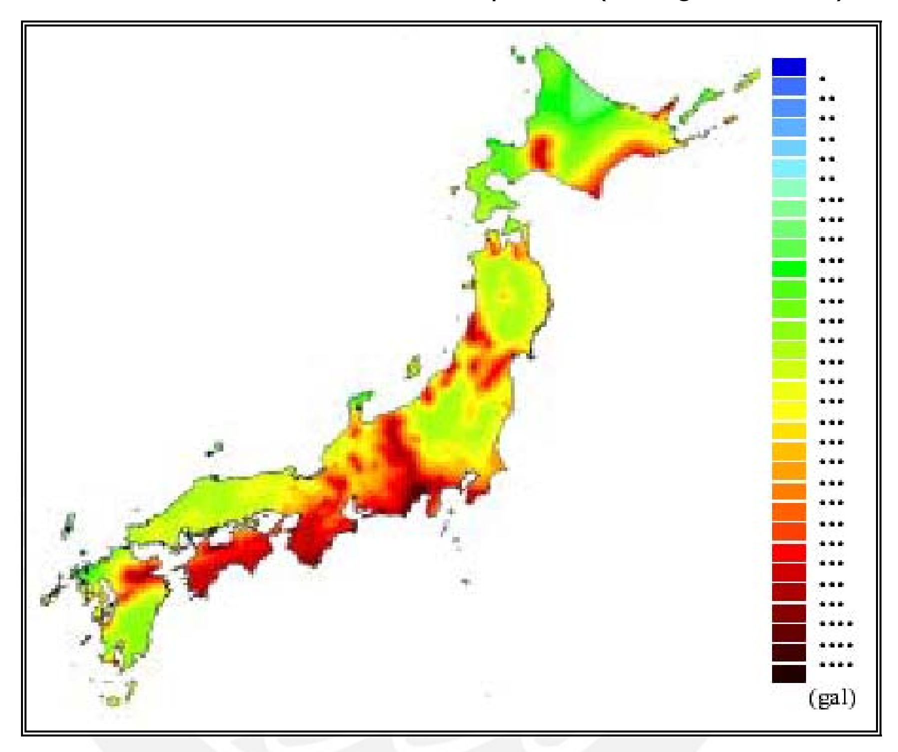


Figura Nº 2.5. Mapa de peligro sísmico (Máxima aceleración del suelo 5% de probabilidad de excedencia en 100 años - 2001).

2.1.4. CALTRANS

La CALTRANS es un reglamento para el estado de California de EEUU y tiene sus propios coeficientes de aceleración, ajenos a los que nosotros contamos en el Perú. Los valores de CALTRANS se encuentran en un rango de 0.7g a 0.1g, y se basan en un método determinístico para terremotos máximos creíbles, evaluando magnitudes Ms de sismo de 6.5, 7.25 y 8, con una variabilidad de ±0.25.





2.1.5. Propuesta de Reglamento del MTC

La Propuesta de Reglamento de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones [Ref. 6], indica que se debe utilizar el mapa de distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años, realizado por Alva y Castillo. De acuerdo a esto, define cuatro zonas de comportamiento sísmico iguales a los de la Tabla Nº 2.2.

2.1.6. Comentario

Los códigos extranjeros ofrecen una gran dispersión de coeficientes de aceleración en sus mapas de acuerdo a sus realidades, mientras tanto en el Perú se consideran tres zonas en la norma sismorresistente E.030. Al parecer, es más detallado el estudio realizado por Alva y Castillo [Ref. 18], con su mapa de distribución de isoaceleraciones, para una probabilidad de 10% de excedencia en 50 años de vida útil(Figura Nº 2.3)

Por otro lado, la Propuesta de Reglamento de Puentes para el Perú [Ref. 6], contempla cuatro zonas de comportamiento sísmico igual a la de la AASHTO y AASHTO LRFD, pero la Norma E.030 contempla tres, es por ello que se tiene que compatibilizar de acuerdo a la sismicidad regional. Esto se realizará al final de este trabajo, proponiendo un Reglamento de Diseño Sísmico de Puentes para el Perú.

Hay que hacer notar que se debe realizar estudios de peligro sísmico local cuando las condiciones geológicas y geotécnicas sean desfavorables y utilizar leyes de atenuación adecuadas de acuerdo a la sismicidad regional. Esto lo indican todas las normas consultadas.





2.2. Clasificación por importancia

Las rutas de transporte a hospitales, departamentos de bomberos, centros de comunicación, plantas de agua, instalaciones eléctricas, centros de comunicación, instalaciones de energía, instalaciones militares, aeropuertos importantes, etc., deben tener una comunicación continua, de aquí nace la definición de clasificación por importancia de un puente, para la cual el puente debe estar en condiciones de servicio después de ocurrido un evento sísmico.

También se clasifican los puentes con el fin de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de respuesta

2.2.1. AASHTO STANDARD

Según la norma AASHTO-96, se definen 2 grupos de importancia según la tabla Nº 2.3.

Tabla Nº 2.3. Clasificación por importancia según AASHTO STANDARD

TIPO DE PUENTE	IMPORTANCIA
Puentes esenciales: puentes rurales y urbanos de carreteras troncales, vías urbanas y accesos a obras de importancia, como hidráulicas, etc.	IC-I
Otros puentes	IC-II

2.2.2. AASHTO LRFD

La norma AASHTO LRFD-98 considera tres categorías de importancia, tal como se muestra en la tabla Nº 2.4.





Tabla Nº 2.4. Clasificación por importancia según AASHTO LRFD

Categorías de Importancia	Descripción
Puentes críticos	Deben permanecer abiertos para todo tipo de tráfico después de un sismo de diseño (475 años de periodo de retorno), y abierto para el paso de vehículos de emergencia después de un sismo máximo probable (2500 años de periodo de retorno).
Puentes esenciales	Deben permanecer abiertos para el paso de vehículos de emergencia después de un sismo de diseño (475 años de periodo de retorno).
Otros puentes	Pueden ser cerrados para reparación después de un sismo máximo probable (2500 años de periodo de retorno).

2.2.3. Reglamento Japonés

Considera dos tipos de puentes de acuerdo a la importancia: ordinarios (Clase A) e importantes (Clase B), ver Tabla Nº 2.5. El Manual de Diseño Sísmico para puentes de Japón considera criterios basados en desempeño sísmico.

Tabla Nº 2.5. Clasificación de importancia según Reglamento Japonés

Clase de Puente	Tipos de puentes incluidos
Clase A	Otros puentes que no clasifican como Clase B.
Clase B	-Puentes de autopistas urbanas y de carreteras nacionales. -Doble paso o paso doble, viaductos que son importantes.

2.2.4. CALTRANS

Todos los puentes serán clasificados como Importantes u Ordinarios, de acuerdo a la clasificación de la tabla Nº 2.6.

Esta tabla se basa en la seguridad, nivel de servicio y reparabilidad del puente.





Tabla Nº 2.6. Clasificación por importancia según CALTRANS

<table>
<tr><th>Categorías de Importancia</th><th colspan="3">Descripción</th></tr>
<tr><td>Puentes importantes</td><td colspan="3">- Requiere proveer seguridad de vida post-sismo y facilidades de acceso de emergencia.
- Debe permitir una rápida restauración post-sismo para evitar mayores impactos económicos.
- Debe encontrarse dentro de un plan de emergencia local.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Puentes ordinarios</td><td rowspan="2">No tienen las características de puentes importantes</td><td>Standard</td><td>Si no tiene las características del No Standard.</td></tr>
<tr><td>No Standard</td><td>-Irregularidad geométrica (niveles de superestructuras múltiples, anchos variables con bifurcación de superestructuras, significante curvatura en el plano y ángulo de esviaje alto en apoyo).
-Inusual configuración estructural (desbalance de masas y cambios de rigidez, diferentes tipos de superestructura).
-Condiciones geológicas inusuales (suelos blandos, potencial de licuación y proximidad a una falla sísmica).</td></tr>
</table>

2.2.5. Propuesta de Reglamento del MTC

Los puentes se clasifican en tres categorías de importancia, según la Tabla Nº 2.7.

Tabla Nº 2.7. Clasificación por importancia según Propuesta del Reglamento del MTC-Perú

Categorías de Importancia	Descripción
Puentes críticos	Deben permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo que supere al sismo de diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa.
Puentes esenciales	Deben quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia del sismo de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa.
Otros puentes	Pueden ser cerrados para reparación.





2.2.6. Comentario

De todos los reglamentos, al parecer el más completo y detallado en este aspecto es el reglamento de la AASHTO-LRFD. En el Capítulo V de este trabajo se propone una clasificación por importancia, basado en los códigos estudiados.

El AASHTO STANDARD, el AASHTO LRFD, considera niveles de desempeño sísmico para sismos de diseño y para un sismo máximo probable. Mientras tanto, el Manual de Diseño Sísmico para Puentes de Japón, y el CALTRANS, consideran una evaluación funcional para sismos con mayor probabilidad de ocurrencia y una evaluación de seguridad para sismos destructivos menos probables.

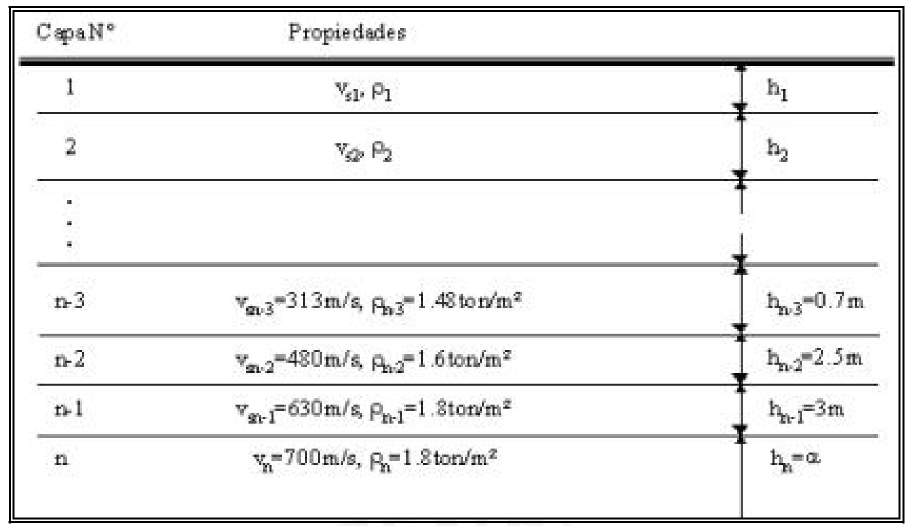
Todos los códigos estudiados consideran de alguna forma dos estados límites: para sismos menores, un estado límite de funcionalidad y para sismos fuertes, un estado límite de seguridad [Ref. 15, 40 y 41].

2.3. Efectos de sitio o coeficiente de sitio

La aceleración esperada en la base rocosa se modifica al pasar por los estratos de suelo, por lo que las condiciones locales del suelo tienen clara relación con los daños ocasionados por sismos. Por ello, el suelo que suprayace bajo el sitio del puente debe ser investigado, para evaluar su potencial de amplificación de las ondas sísmicas desde la base rocosa hasta la superficie. En la figura Nº 2.6 se muestra un depósito de suelo con diversas capas, alturas de cada capa, densidades naturales, velocidades de onda de corte, módulos cortantes y relaciones de amortiguamiento, que hay que ingresar a un programa de cómputo para evaluar el efecto de amplificación de sitio [Ref. 19, 24, 45 y 46].







Capa N°	Propiedades	
1	v_{s1}, ρ_1	h_1
2	v_{s2}, ρ_2	h_2
. . .		
n-3	v_{sn-3}=313m/s, ρ_{n-3}=1.48ton/m²	h_{n-3}=0.7m
n-2	v_{sn-2}=480m/s, ρ_{n-2}=1.6ton/m²	h_{n-2}=2.5m
n-1	v_{sn-1}=630m/s, ρ_{n-1}=1.8ton/m²	h_{n-1}=3m
n	v_n=700m/s, ρ_n=1.8ton/m²	$h_n=\alpha$

Figura Nº 2.6. Profundidades y velocidades de corte hasta el semi-espacio.

Para ello, se puede utilizar los programas Shake [Ref. 45] de la Universidad de Berkeley o el programa EERA de la Universidad del Sur de California [Ref. 46]. Estos programas calculan la deformación del suelo y luego la respuesta en la superficie mediante iteraciones; ambos programas son del tipo unidimensional. Los resultados que se obtienen son la amplificación con respecto a la roca y el periodo del suelo.

2.3.1. Norma Sismorresistente E.030

La norma sismorresistente E.030, considera 4 tipos de suelo, mostrados en la tabla Nº 2.8.

Tabla Nº 2.8. Coeficiente de sitio o de suelo de la norma E.030

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Tp (seg.)	Coeficiente de Sitio(S)
S1	- Roca o suelos muy rígidos con velocidades de onda de corte altas.	0.4	1.0
S2	- Suelos intermedios, con características intermedias entre las de S1 y S3.	0.6	1.2
S3	- Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.	0.9	1.4
S4	- Suelos excepcionalmente flexibles y sitios donde las condiciones geológicas y / o topográficas sean particularmente desfavorables.	*	*

***** Valores a ser determinados por el especialista.





2.3.2. Códigos AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD

Los códigos AASHTO-96 y AASHTO LRFD consideran cuatro tipos de suelo tal como lo muestra la tabla Nº 2.9.

Tabla Nº 2.9. Coeficiente de sitio de los códigos AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Coeficiente de Sitio(S)
I	- Roca de cualquier característica (velocidad de onda de corte ≥ 760 m/s). - Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m. y los tipos de suelo sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.	1.0
II	- Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m. y los suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.	1.2
III	- Es un perfil con arcillas blandas o medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9.00 m. o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena o de otros suelos cohesivos	1.5
IV	- Es un perfil con arcillas blandas o sedimentos grandes con más de 12 m de grosor de estrato.	2.0

2.3.3. Reglamento Japonés

El Manual de Diseño Sísmico para Puentes de Japón clasifica los suelos en tres grupos con sus respectivas descripciones y periodos, tal como se muestra en la Tabla Nº 2.10.

Tabla Nº 2.10. Clasificación por condición de suelo de la norma Japonesa

Grupo de suelo	Descripción	Periodo (seg.)
Grupo I	Roca o deposito de suelo poco profundo	$T_G<0.2$
Grupo II	Aluvial y diluvial	$0.2\leq T_G<0.6$
Grupo III	Aluvial blando	$T_G\geq 0.6$





2.3.4. Código CALTRANS

El CALTRANS considera 5 tipos de suelo, mostrados en la Tabla Nº 2.11. Además, indica que se debe realizar una evaluación específica de sitio cuando se trata de:

- Suelos vulnerables a una falla potencial o colapso bajo carga sísmica, licuación de suelos, o arcillas altamente sensibles.
- Turbas y arcillas orgánicas de más de 3 m de espesor.
- Arcillas de muy alta plasticidad con espesores mayores a 8 m.
- Capas de arcilla medianamente blandas con espesores mayores a 36 m.

Tabla Nº 2.11. Tipos de Suelos del Código CALTRANS

Tipo de perfil de suelo	Descripción del perfil de suelo
A	Roca dura, con velocidades de onda Vs>1500m/s
B	Roca, con velocidades de onda de corte 760m/s<Vs<1500 m/s
C	Suelo muy denso apoyado sobre roca, con velocidades de onda de corte 360m/s<Vs<760m/s, con SPT de N>50, ó resistencia al corte no drenada mayor a 100kPa.
D	Suelo rígido con velocidades de onda de corte 180m/s<Vs<360m/s, con SPT de 15<N<50, ó resistencia al corte no drenada mayor a 100kPa.
E	Perfil de suelo con velocidades de onda de corte Vs<180m/s, ó con un perfil de más de 3m de espesor de arcilla blanda(IP>20 y w>40%) y resistencia al corte no drenada menor a 25kPa.

2.3.5. Propuesta de Reglamento del MTC

La Propuesta de Reglamento de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del MTC [Ref. 6], presenta los mismos coeficientes de sitio de la AASHTO LRFD de la Tabla Nº 2.9.





2.3.6. Comentario

Los efectos de sitio son bastante detallados para todos los reglamentos, con la diferencia que la norma sismorresistente peruana E.030, contiene periodos de vibración del suelo, valor que se utiliza para evaluar el espectro de respuesta. En el reglamento AASHTO no se utiliza el periodo de vibración del suelo. Los coeficientes de sitio en los diferentes códigos son muy similares, aunque presentan valores mayores que la Norma E.030 para suelos de condiciones difíciles. El reglamento Japonés considera un periodo de suelo bajo cuando se trata de roca.

Finalmente, vale la pena tomar en cuenta las recomendaciones para una evaluación específica de sitio dadas por la CALTRANS.

2.4. Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica(Espectro Elástico)

Viene dado en las Bases para el Diseño de Estructuras ante acciones Sísmicas [Ref. 20]. El espectro de respuesta normalizado puede ser interpretado como una aceleración espectral normalizada por la aceleración máxima del suelo para un fin de diseño.

Este espectro puede ser de la forma:

$k_R=1$	para	$T=0$	(2.1)
Interpolación Lineal	para	$0<T\leq T'_c$	(2.2)
$k_R= k_{Ro}$	para	$T'_c<T\leq T_c$	(2.3)
$k_R= k_{Ro}\cdot\left(\frac{T_C}{T}\right)^{\eta}$	para	$T>T_c$	(2.4)

Donde,

k_R es la ordenada del espectro de diseño de respuesta;

k_{Ro} es un factor que depende del perfil del suelo y de las características de la estructura, por ejemplo el amortiguamiento





de la estructura. Para una estructura con una relación de amortiguamiento de 0.05 sobre un suelo de calidad promedio, k_{Ro} puede ser tomado como 2 a 3, para el caso del Perú se considera un promedio de 2.5.

T es el periodo natural de la estructura.

T_c y T'_c son los periodos extremos relacionados por las condiciones de suelo, tal como lo ilustra la Figura Nº 2.7.

η es un exponente que puede variar entre 1/3 y 1. En caso de η=1, como es el caso de la Norma E.030, la respuesta de la velocidad llega a ser constante para $T>T_c$. Por consiguiente, el valor T_c está estrechamente relacionado a la respuesta de la velocidad, tal como lo muestra la Figura Nº 2.8.

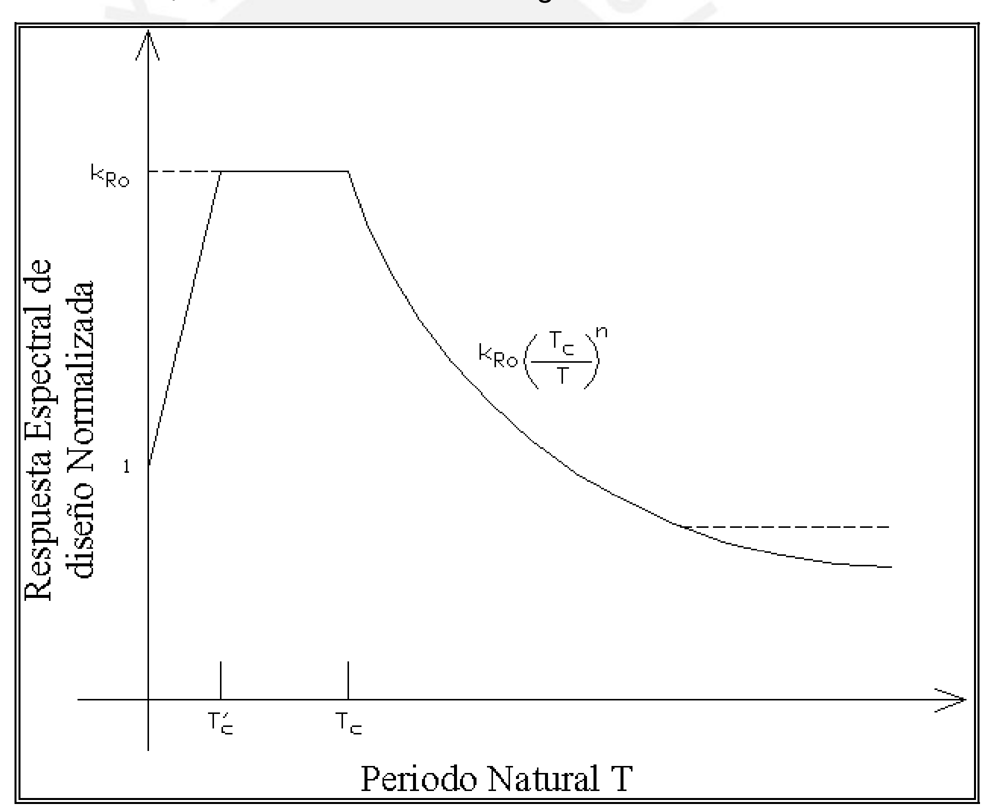


Figura Nº 2.7. Espectro de Respuesta de Diseño normalizado.

T_c, T'_c y η son dependientes de la Tectónica de la región y las condiciones geológicas. Según la referencia 20, T'_c puede ser tomado como 1/5 a 1/2 de T_c. Por ejemplo, para movimientos horizontales, T_c puede ser tomado como:





- 0.3 a 0.5 para condiciones de suelo duro.
- 0.5 a 0.8 para condiciones de suelo intermedio.
- 0.8 a 1.2 para condiciones de suelo suave o suelto.

Se puede notar que estos valores están dentro del rango de la norma E.030 [Ref. 5].

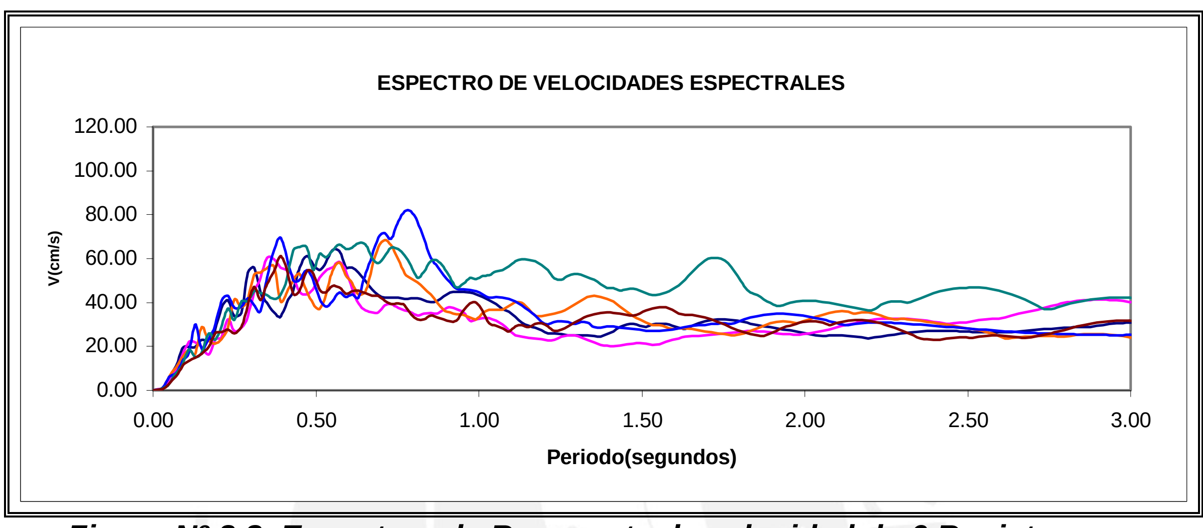


Figura Nº 2.8. Espectros de Respuesta de velocidad de 6 Registros Peruanos, los registros fueron escalados a 0.4g.

La Figura Nº 2.7 indica que k_R es la unidad para T=0 y luego hay un incremento lineal hasta k_{Ro} para T= $T´_c$. Sin embargo, se recomienda [Ref. 20] usar k_R= k_{Ro} para 0<T<$T´_c$, como la línea punteada de la Figura Nº 2.7, por las razones siguientes:

- Incertidumbre de las características del movimiento de suelo en este rango.
- Baja sensibilidad de acelerómetros de movimiento fuerte en este rango.
- Posibilidad de estimar un factor de reducción R no conservador, para estructuras de periodo corto.

Además, la referencia 20 recomienda proveer un límite inferior para cubrir las incertidumbres de movimientos en el rango de periodos largos. El valor de este nivel puede ser tomado como 1/3 a 1/5 de $k_{Ro,}$ tal como lo muestra la línea punteada de la Figura Nº 2.7.





2.4.1. Norma Sismorresistente E.030

Las indicaciones de la NTE E.030 sobre la fuerza basal elástica, se adaptarán a puentes; para ello, se emplea la ecuación (2.5).

$$V = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P \qquad (2.5)$$

Donde:

Z= factor de zona. Ver Tabla Nº 2.1.

U= factor de uso = 1.

S= factor de suelo o sitio. Ver Tabla Nº 2.8.

C= coeficiente sísmico, dado por la ecuación (2.6).

Tp= periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo. Ver Tabla Nº 2.8.

T= periodo fundamental de la estructura.

P= peso de la superestructura y subestructura contribuyente, debido a peso propio, sin considerar sobrecarga.

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 \qquad (2.6)$$

En donde el espectro elástico de respuesta está definido por la ecuación (2.7), y mostrado en la figura Nº 2.9, para la zona 3.

$$Sa = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g \qquad (2.7)$$

Donde:

Sa= pseudoaceleración espectral.

g= aceleración de la gravedad.

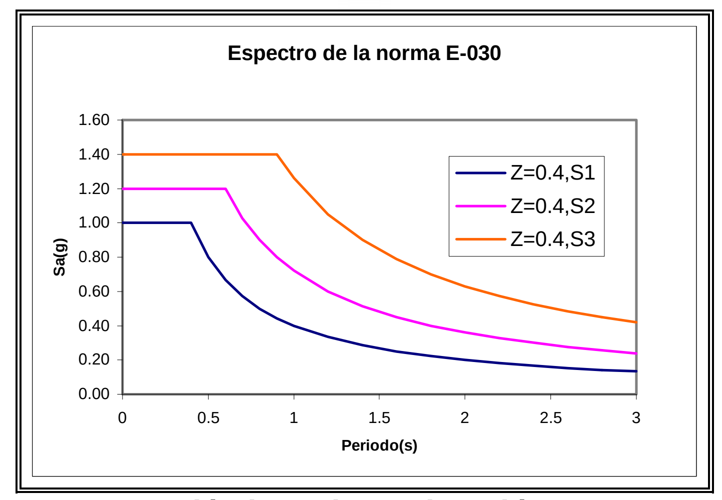


Figura Nº 2.9.Espectros Elásticos de Aceleración, para Z=0.4 y S1,S2 y S3.





2.4.2. Código AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD

El coeficiente de respuesta sísmica elástica C_{sm}, para el m-ésimo modo de vibración debe ser evaluado por la ecuación (2.8):

$$C_{sm} = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \leq 2.5 \cdot A \qquad (2.8)$$

Donde:

C_{sm} : máxima aceleración horizontal expresada como una fracción de la gravedad, para el m-ésimo modo de vibración (ver Figura Nº 2.10).

A=Z: coeficiente de aceleración, expresada en fracción de la gravedad.

S: coeficiente adimensional o coeficiente de sitio que expresa las características del perfil del suelo.

T: periodo de vibración correspondiente al modo m, en segundos.

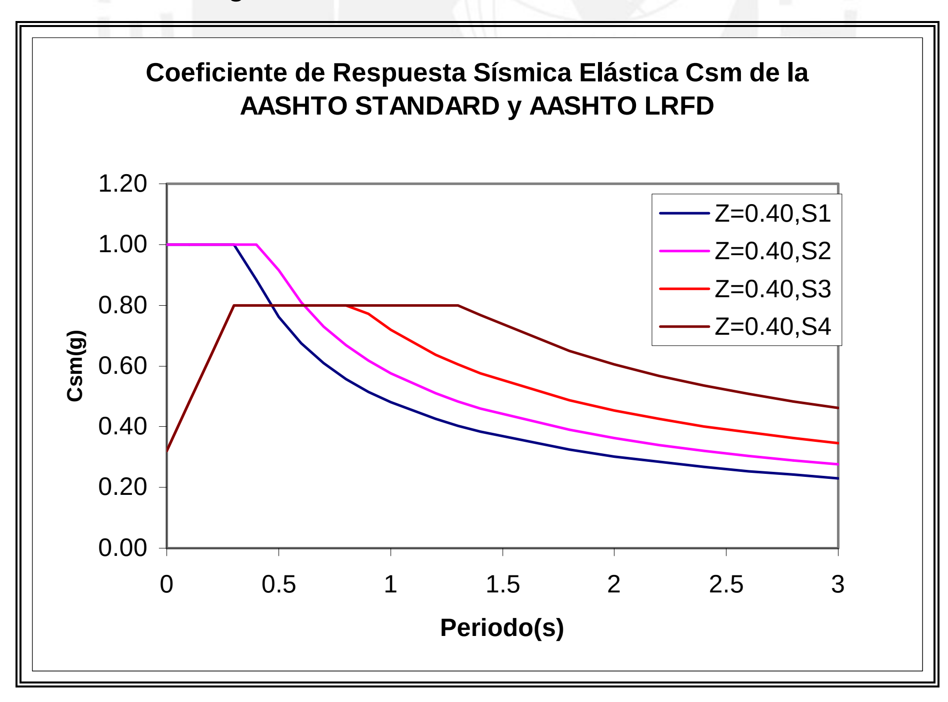


Fig. Nº 2.10. Espectros Elásticos de Aceleración, para Z=0.4 y S1 @ S4

Para perfiles de suelo tipo III, IV, en zonas donde A≥0.3, el espectro está definido por la ecuación (2.9) (ver Figura Nº 2.10).





$$C_{sm} = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \leq 2.0 \cdot A \quad (2.9)$$

Para perfiles de suelo tipo III, IV, para otros modos de vibración diferentes al fundamental y cuyo periodo de vibración es menor de 0.3 segundos, el valor de C_{sm} se puede obtener de la ecuación (2.10).

$$C_{sm} = A \cdot (0.8 + 4 \cdot T) \quad \text{, T<0.3 segundos} \quad (2.10)$$

Para estructuras en las cuales cualquier periodo de vibración Tm>4.0 segundos, el valor de C_{sm} está dado por la ecuación (2.11).

$$C_s = \frac{3.AS}{T^{4/3}} \quad \text{, T> 4.00 segundos} \quad (2.11)$$

2.4.3. Reglamento Japonés

El reglamento Japonés considera dos niveles de Diseño de movimiento sísmico [Ref. 4, 11, 15, 16, 25 y 27]:

-Nivel I: describe un movimiento sísmico que ocurrirá durante el periodo de servicio del puente. Esto es evaluado con las ecuaciones (2.12) y (2.13), los valores de So se muestran en la Tabla Nº 2.12 y la respuesta se observa en la figura Nº 2.12.

$$S = C_Z \cdot C_D \cdot So \quad (2.12)$$

$$C_D = \frac{1.5}{40 \cdot \xi + 1} + 0.5 \quad (2.13)$$

Donde:

C_Z= factor zona(=1.00,0.85,0.75)

C_D= factor de modificación por relación de amortiguamiento ξ





Tabla Nº 2.12. Respuesta Espectral estructural (Evaluación funcional)

Condición de suelo	Aceleración Espectral So(cm/s^2) y periodo natural(s) NIVEL I		
Grupo I	T<0.1 So=431T$^{1/3}$≥160	0.1≤T≤1.1 So=200	1.1≤T So=220/T
Grupo II	T<0.2 So=427T$^{1/3}$≥200	0.2≤T≤1.3 So=250	1.3≤T So=325/T
Grupo III	T<0.34 So=430T$^{1/3}$≥240	0.34≤T≤1.5 So=300	1.5≤T So=450/T

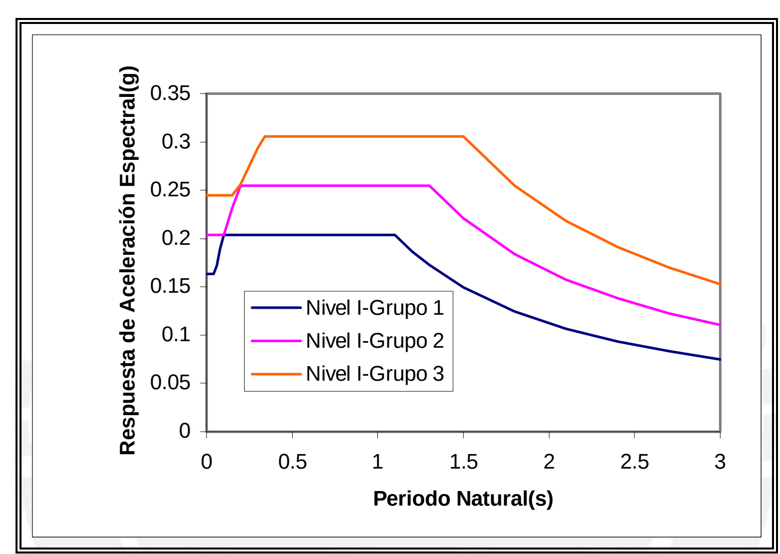


Figura Nº 2.12. Respuesta de Aceleración Espectral del Manual Japonés, para el nivel I (Evaluación Funcional).

-Nivel II: describe un movimiento sísmico destructivo menos probable que puede ocurrir en el periodo de servicio del puente. Este Nivel contiene dos tipos de movimientos: el Tipo I, es caracterizado por amplitudes grandes y gran número de ciclos y el Tipo II, tiene duraciones cortas y gran fuerza destructiva. Estos son evaluados con las ecuaciones (2.13), (2.14) y (2.15); los valores de S_{IO} y S_{IIO} se muestran en la Tabla Nº 2.13 y las respuestas se observan en las figuras Nº 2.13 y 2.14.

$$S_I = C_Z \cdot C_D \cdot S_{IO} \qquad (2.14)$$

$$S_{II} = C_Z \cdot C_D \cdot S_{IIO} \qquad (2.15)$$





Donde S_{IO} y S_{IIO} son el espectro de respuesta de aceleraciones del movimiento sísmico Tipo I y Tipo II, respectivamente.

Tabla Nº 2.13. Respuesta Espectral estructural, para el nivel II (Evaluación de seguridad). Movimiento de suelo Tipo I

Condición de suelo	**Aceleración Espectral So(cm/s²) y periodo natural(s) NIVEL II**		
Grupo I	$0 \le T \le 1.4$ $S_{IO}=700$		$1.4<T$ $S_{IO}=980/T$
Grupo II	$T<0.18$ $S_{IO}=1505T^{1/3} \ge 700$	$0.18 \le T \le 1.6$ $S_{IO}=850$	$1.6<T$ $S_{IO}=1360/T$
Grupo III	$T<0.29$ $S_{IO}=1511T^{1/3} \ge 700$	$0.29 \le T \le 2.0$ $S_{IO}=1000$	$2.0<T$ $S_{IO}=2000/T$

Tabla Nº 2.14. Respuesta Espectral estructural, para el nivel II (Evaluación de seguridad). Movimiento de suelo Tipo II

Condición de suelo	**Aceleración Espectral So(cm/s²) y periodo natural(s) NIVEL II**		
Grupo I	$0<T \le 0.3$ $S_{IIO}=4463T^{2/3}$	$0.3 \le T \le 0.7$ $S_{IIO}=2000$	$0.7<T$ $S_{IIO}=1104T^{-5/3}$
Grupo II	$T<0.4$ $S_{IIO}=3224T^{2/3}$	$0.4 \le T \le 1.2$ $S_{IIO}=1750$	$1.2<T$ $S_{IIO}=2371T^{-5/3}$
Grupo III	$T<0.5$ $S_{IIO}=2381T^{2/3}$	$0.5 \le T \le 1.5$ $S_{IIO}=1500$	$1.5<T$ $S_{IIO}=2948T^{-5/3}$

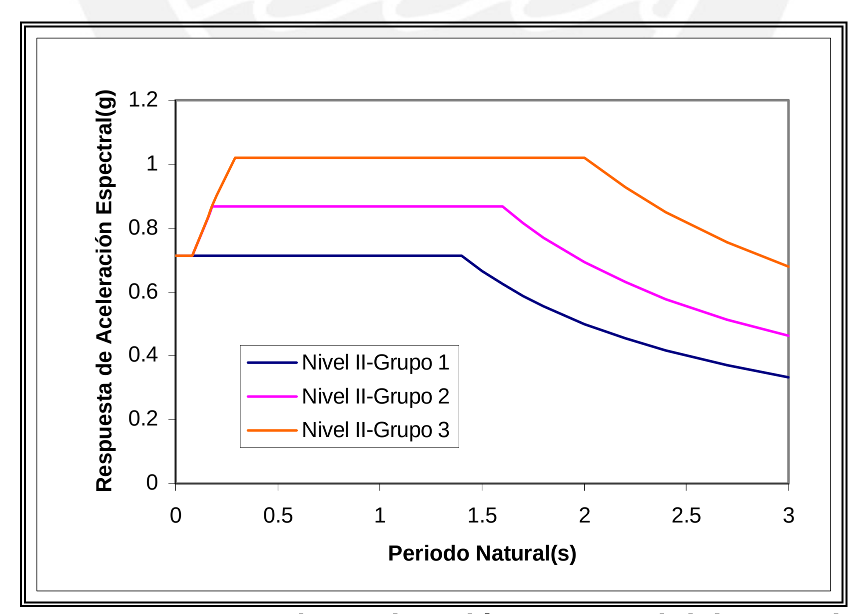


Figura Nº 2.13. Respuesta de Aceleración Espectral del Manual Japonés, para el nivel II-Tipo I (Evaluación de Seguridad)





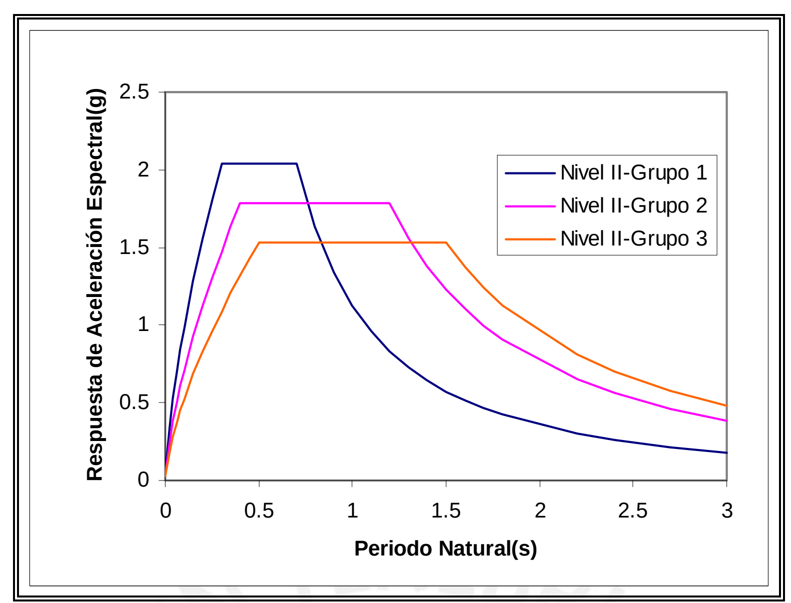


Figura Nº 2.14. Respuesta de Aceleración Espectral del Manual Japonés, para el nivel II-Tipo II (Evaluación de Seguridad)

2.4.4. CALTRANS

Trabaja con curvas ARS (Accelerations Response Spectrum, expresados en g), las cuales son proporcionadas en figuras, dependiendo de una aceleración máxima(0.1g a 0.7g), condiciones de suelo(perfil de suelo tipo B, C, D y E) y magnitudes de sismos(6.5±0.25, 7.25±0.25 y 8±0.25), tal como se muestra en la Figura Nº 2.11, para un tipo de suelo y magnitud especifica.

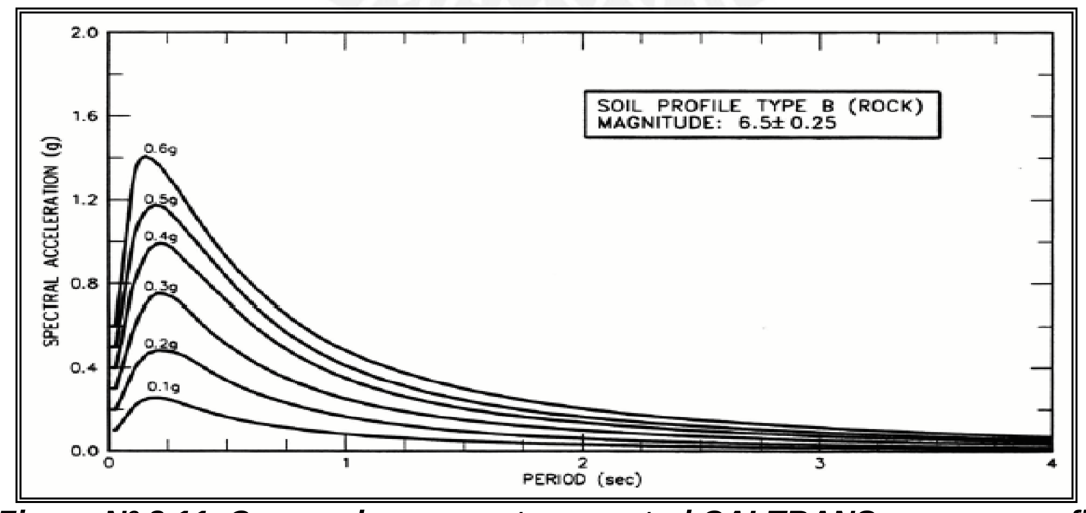


***Figura Nº 2.11. Curvas de respuesta espectral CALTRANS, para un perfil de suelo tipo B (roca) y* magnitud 6.5±0.25.**





2.4.5. Propuesta de Reglamento del MTC

La Propuesta de Reglamento de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del MTC [Ref. 6], presenta como espectro de respuesta elástico el de la AASHTO LRFD, descrito en el acápite 2.4.2. de este estudio.

2.4.6. Comparación de espectros

A continuación se realiza una comparación de respuestas de aceleración lineal entre los códigos Japonés, AASHTO STANDARD - LRFD, CALTRANS y la NTE E.030, éstas fueron realizadas de acuerdo a las siguientes suposiciones:

- Comparar respuestas de aceleración lineal con una relación de amortiguamiento del 5%.
- Considerar un suelo tipo duro: Para el reglamento Japonés Grupo de suelo I; para AASHTO STANDARD y LRFD, tipo de perfil de suelo I; para CALTRANS, tipo de suelo B; y para la NTE E.030, tipo de perfil de suelo S1.
- Se considera una aceleración de suelo a=0.4g, para AASHTO STANDARD - LRFD y NTE E.030, para el reglamento Japonés se considera un Nivel II-Tipo I (Ec. 2.14) y para CALTRANS se considera a=0.4g para una magnitud 6.5±0.25. La figura 2.15 muestra los 4 espectros de Pseudoaceleración.



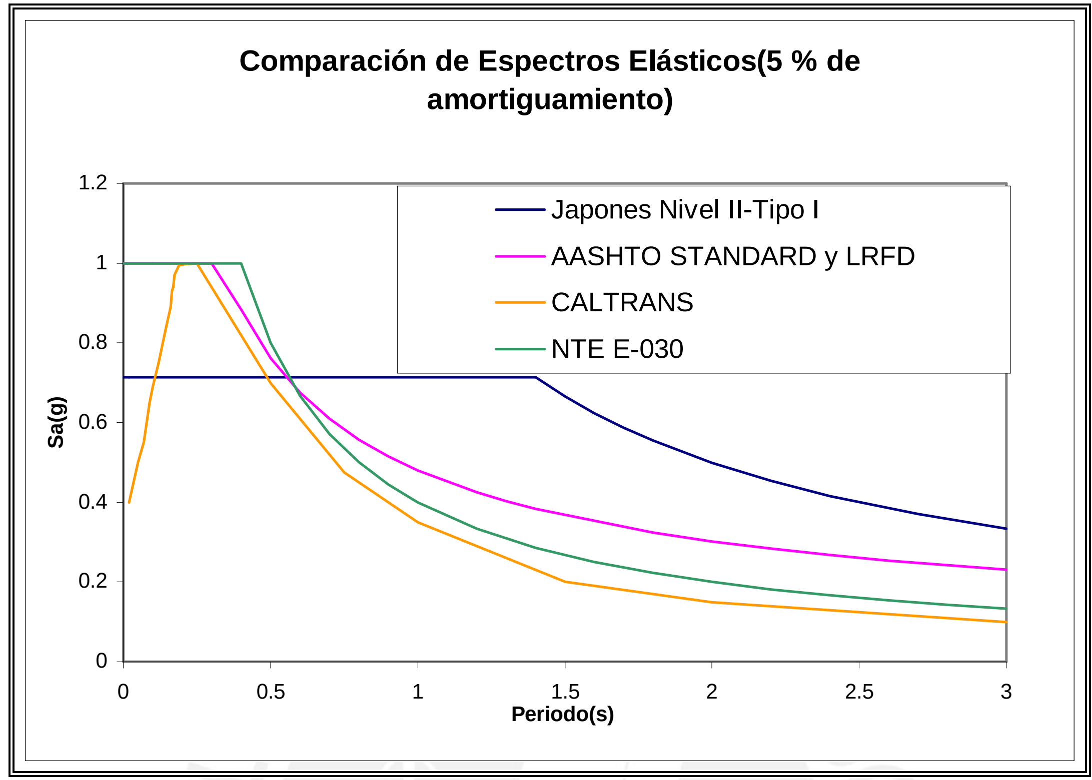


Figura Nº 2.15. Comparación de Espectros de Pseudoaceleración(5% de amortiguamiento).

Como se muestra en la Figura Nº 2.15, los espectros de pseudoaceleración de la Norma NTE E.030, AASHTO STANDARD y LRFD son muy similares, para periodos bajos se tienen valores de pseudoaceleración iguales, mientras que para valores de periodos altos, el AASHTO presenta valores de pseudoaceleración mayores. En cuanto al espectro de la CALTRANS, éste tiene la forma de los espectros antes mencionados, con la salvedad que para periodos bajos la pseudoaceleración es menor. Finalmente, el Manual Japonés no es adecuado compararlo ya que no tiene semejanza con los antes mencionados.

A continuación se compararán los espectros de aceleración de 6 registros peruanos con las normas NTE E.030, la AASHTO STANDARD y LRFD, para Z=0.4 y S=1 y Tp=0.4 (Ver Figura Nº 2.16)





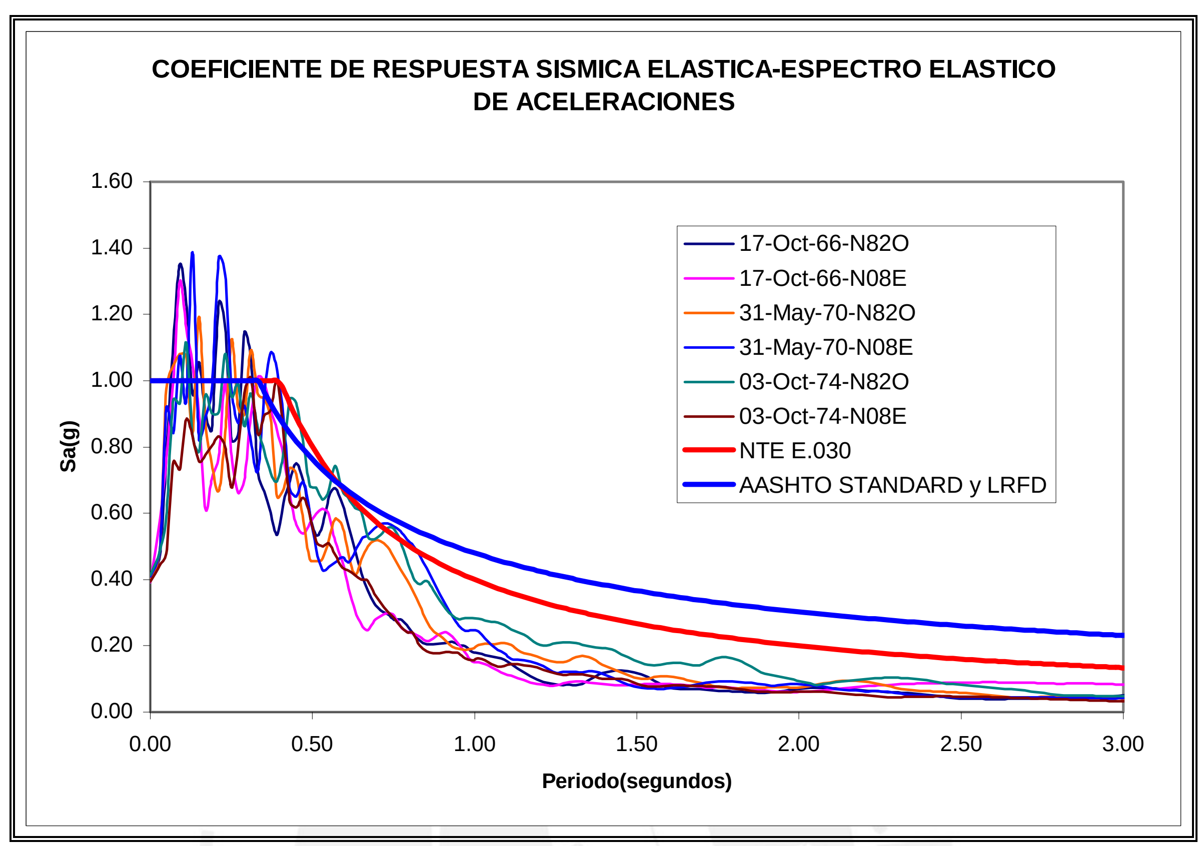


Figura Nº 2.16. Comparación de 6 registros peruanos con la NTE E.030 AASHTO STANDARD y LRFD (5% de amortiguamiento).

Se puede observar en la figura Nº 2.16, que es más adecuado utilizar el espectro de la norma E.030 que el de la AASHTO. Es necesario hacer énfasis en esto, debido a que la Propuesta de norma para Puentes [Ref. 6], recomienda utilizar el espectro de la AASHTO.

A continuación se compara el espectro de desplazamientos para 6 registros peruanos con las normas NTE E.030, la AASHTO STANDARD y LRFD, para Z=0.4, S=1 y Tp=0.4. El espectro normalizado de desplazamientos se obtiene con la ecuación (2.16) y se muestra en la Figura Nº 2.17.

$$D = Sd = \frac{Sa}{\omega^2} \quad (2.16)$$





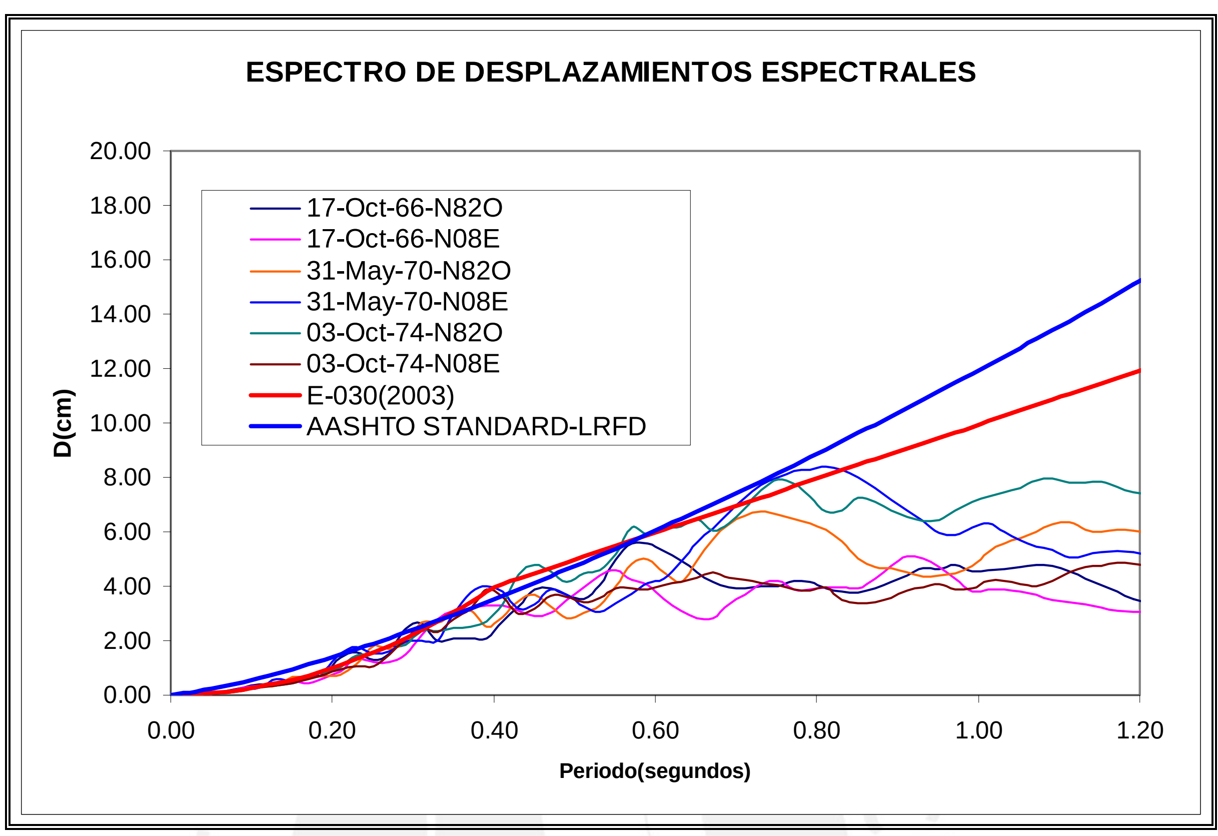


Figura Nº 2.17. Comparación de espectros de desplazamiento de 6 registros peruanos con la NTE E.030, AASHTO STANDARD – LRFD (5% de amortiguamiento).

Este resultado corrobora la idea de no utilizar el espectro de la AASHTO STANDARD-LRFD, ya que para periodos de estructuras mayores de 0.8 seg., se tendrían desplazamientos mayores que la NTE E.030.

Un estudio de comparación de normas sísmicas para puentes realizado por Kawashima [Ref. 15], es mostrado en la figura Nº 2.18, donde compara los coeficientes sísmicos de los diversos códigos. Estos resultados fueron calculados para una aceleración de 0.8g, y para un suelo duro.



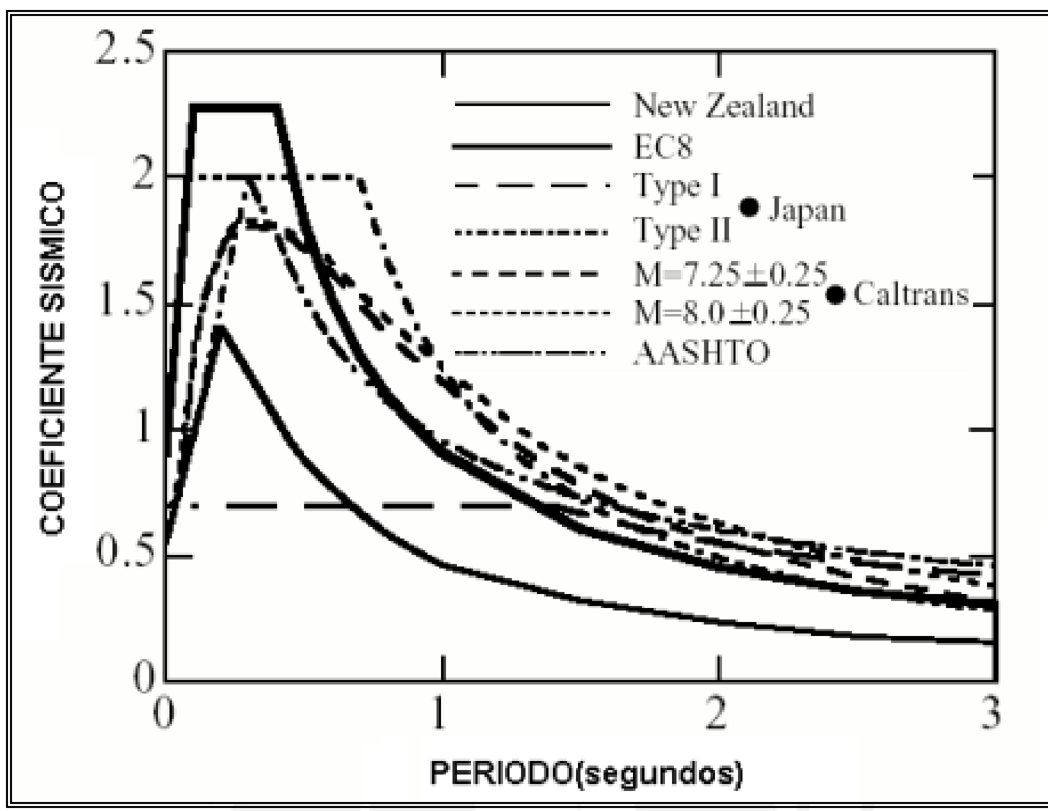


Figura Nº 2.18. Comparación de Coeficientes Sísmico de las diversas normas para puentes (5% de amortiguamiento) [Ref. 15].

2.4.7. Comentario

La norma actual E.030, muestra una representación bien aproximada de los 6 espectros obtenidos, mientras que utilizar el espectro de la AASHTO, es más conservador para periodos altos, no reflejando el comportamiento sísmico local. Mientras tanto, el reglamento Japonés no es adecuado utilizarlo en el Perú, por sus bajos valores de Pseudoaceleración para un Nivel II -Tipo I, mientras que tiene aceleraciones mayores que la norma E.030 para un Nivel II -Tipo II, este nivel no va acorde con la sismicidad local. En cuanto al CALTRANS podría utilizarse, pero para valores de periodo bajos se obtendría valores de aceleración inferiores a los de la NTE E.030. En el capitulo V de este estudio, se presenta una propuesta final basada en la NTE E.030.



2.5. Factor de Modificación de Respuesta(R)

Si un sistema estructural se somete a la acción sísmica, en un tiempo determinado la fuerza inercial sobre la masa será máxima para un amortiguamiento específico. Si este sistema estructural responde inelásticamente, la carga será inferior que la elástica para la misma acción sísmica; esto es en cierta manera una reducción en la fuerza sísmica cuando una estructura incursiona en rango no lineal.

Muchos de estos factores son aún materia de estudio y valores genéricos han sido adoptados por varios códigos, por ejemplo:

- Sistemas con excelente ductilidad tendrán un R entre 3 y 5.
- Sistemas con mediana ductilidad tendrán un R entre 2 y 3.
- Sistemas con pobre ductilidad tendrán un R entre 2 y 1.

En general acorde con los resultados de análisis dinámico no lineal de estructuras sujetas a grandes sismos, se puede utilizar las ecuaciones (2.17) y (2.18), según el factor dominante.

Si domina el desplazamiento constante $R = \mu = \frac{\Delta_{máx.}}{\Delta_y}$ (2.17)

Si domina la energía constante $R = \sqrt{2 \cdot \mu - 1}$ (2.18)

Donde:

R = factor de reducción de fuerza sísmica.

μ = factor de ductilidad de desplazamiento.

$\Delta_{máx.}$ = desplazamiento máximo lateral.

Δ_y = desplazamiento de fluencia.

2.5.1. Código AASHTO STANDARD

Los factores de reducción para el reglamento AASHTO STANDARD son los mostrados en la Tabla Nº 2.15.





Tabla Nº 2.15. Factor de Modificación de Respuesta (R) - AASHTO STANDARD

SUB – ESTRUCTURA[1]	R	CONEXIONES[3]	R
Pilar tipo muro[2]	2	De la subestructura al estribo.	0.8
Pilote de concreto reforzado a. Únicamente pilotes verticales b. Uno o más pilotes inclinados	 3 2	Juntas de expansión de una luz de la subestructura.	0.8
Columnas individuales	3	Columnas, pilares o viga cabezal sobre pilotes a la superestructura	1.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto: a. Únicamente pilotes verticales b. Uno o más pilotes inclinados	 5 3	Columnas o pilares a la cimentación.	1.0
Columnas múltiples	5		

[1] El factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la subestructura.
[2] Un pilar tipo placa puede diseñarse como columna en la dirección más débil siempre que cumpla todos los requisitos sísmicos de columna, en tal caso puede utilizarse el coeficiente R de columnas solas.
[3] Se recomienda que las conexiones se diseñen para las fuerzas máximas que puedan desarrollarse por plastificación de la columna o las columnas del pórtico. Estas fuerzas son a menudo significativamente menores que aquellas obtenidas usando el factor R=1.

2.5.2. Código AASHTO LRFD

Los factores de reducción para el reglamento AASHTO LRFD son los mostrados en la Tabla Nº 2.16.

Tabla Nº 2.16.Factor de Modificación de Respuesta(R) - AASHTO LRFD

SUB – ESTRUCTURA[1]	R			CONEXIONES[3]	R
	Crítico	Esencial	Otros		
Pilar tipo muro[2]	1.5	1.5	2	De la subestructura al estribo.	0.8
Pilote de concreto reforzado a. Únicamente pilotes verticales b. Uno o más pilotes inclinados	 1.5 1.5	 2 1.5	 3 2	Juntas de expansión de una luz de la subestructura.	0.8
Columnas individuales	1.5	2	3	Columnas, pilares o viga cabezal sobre pilotes a la superestructura.	1.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto: a. Únicamente pilotes verticales b. Uno o más pilotes inclinados	 1.5 1.5	 3.5 2	 5 3	Columnas o pilares a la cimentación.	1.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5		

[1] El factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la subestructura.
[2] Un pilar tipo placa puede diseñarse como columna en la dirección más débil siempre que cumpla todos los requisitos sísmicos de columna, en tal caso puede utilizarse el coeficiente R de columnas solas.
[3] Se recomienda que las conexiones se diseñen para las fuerzas máximas que puedan desarrollarse por plastificación de la columna o las columnas del pórtico. Estas fuerzas son a menudo significativamente menores que aquellas obtenidas usando el factor R=1.





2.5.3. Reglamento Japonés

En el reglamento Japonés, los factores de reducción están en función de valores de ductilidad de desplazamiento admisible(μ_a), tal como lo expresa la ecuación (2.20). El factor de modificación de respuesta, es expresado como:

$$R = \sqrt{2 \cdot \mu_a - 1} \tag{2.20}$$

Para columnas de concreto armado, se tiene que μ_a=8, con lo que se obtiene un valor de R=3.87, valor máximo que puede tomar un factor de reducción, en el reglamento japonés.

Los valores de μ_a para pilares, que es el caso más usualmente utilizado en el Perú, varían entre 4 y 6 dependiendo de la forma del pilar, obteniendo factores de reducción de 2.6 a 3.3.

2.5.4. CALTRANS

El CALTRANS tiene factores de modificación de respuesta (R), asociados a demandas de ductilidad de desplazamiento (Tabla Nº 2.17); de acuerdo a ello, se evalúa con la ecuación (2.19), el factor de reducción R.

Tabla Nº 2.17. Demandas de Ductilidad de desplazamiento(μ_D)

SUB – ESTRUCTURA	μ_D
Columnas simples apoyadas sobre cimentación fija.	4
Columnas múltiples apoyadas en zapatas fijas o articuladas.	5
Pilar tipo muro(dirección débil), base fija o articulada.	5
Pilar tipo muro(dirección fuerte), base fija o articulada.	1

$$R = \sqrt{2 \cdot \mu_D - 1} \tag{2.19}$$





Donde:

R = factor de reducción de fuerza sísmica.

μ_D = factor de ductilidad de desplazamiento.

Si reemplazamos valores en la ecuación 2.19, para valores de μ_D=4; 5; 1; se obtendrán valores de R = 2.65; 3.00; 1.00, respectivamente.

2.5.5. Propuesta de Reglamento del MTC

La Propuesta de Reglamento de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transporte y Comunicaciones [Ref. 6], presenta los mismos coeficientes de reducción de la Tabla Nº 2.16.

2.5.6. Comentario

El reglamento AASHTO LRFD, considera valores de R menores para puentes clasificados como críticos y esenciales, ello estaría indicando que la fuerza sísmica es mayor, mientras los valores de R para puentes clasificados como Otros, coinciden con el reglamento AASHTO STANDARD.

El CALTRANS y el reglamento Japonés utilizan valores de R algo mayores a los de la AASHTO STANDARD y LRFD.

La NTE E.030, es una norma concebida para edificios y no se debe utilizar directamente en puentes. Finalmente, al culminar este estudio, se realiza una propuesta para el Perú.





CAPÍTULO III

REQUERIMIENTOS DE ANÁLISIS

En este capítulo se trata en primer lugar acerca de los criterios de regularidad de un puente, parámetro importante junto a la importancia de éste para poder seleccionar los métodos de análisis sísmicos mínimos a ser usados. Además, se describe la metodología en detalle de los procedimientos de análisis sísmicos, también se dan algunos criterios de modelación y se describe los requerimientos mínimos de análisis sísmicos, dados por los códigos estudiados y otros.

3.1. Criterios de regularidad

Para que una estructura sea regular o irregular según las referencias 1, 2, 7, 8, 10, 14, 26 y 36, debe cumplir los siguientes criterios:

a. Puentes regulares: son aquellos que tienen menos de 7 tramos y no presentan cambios en su masa o rigidez que excedan 25% de un segmento a otro a lo largo de su longitud. Un puente horizontal curvo, puede ser considerado regular si el ángulo sub-tendido al centro de curvatura, de un estribo a otro, es menor a 60º y no tiene un cambio abrupto en rigidez o masa. Esto es mostrado en la Figura Nº 3.1.
b. Puentes irregulares: aquellos que no clasifican como regulares. Ver figura Nº 3.2.

Un puente se desempeña satisfactoriamente ante un evento sísmico, siempre y cuando sea simple, simétrico e íntegro. Simple, por que las fuerzas se transfieren al suelo en forma directa; simétrico, para no





generar rotaciones torsionales; y finalmente íntegro, por que todas las componentes del puente deben permanecer conectadas después del evento sísmico.

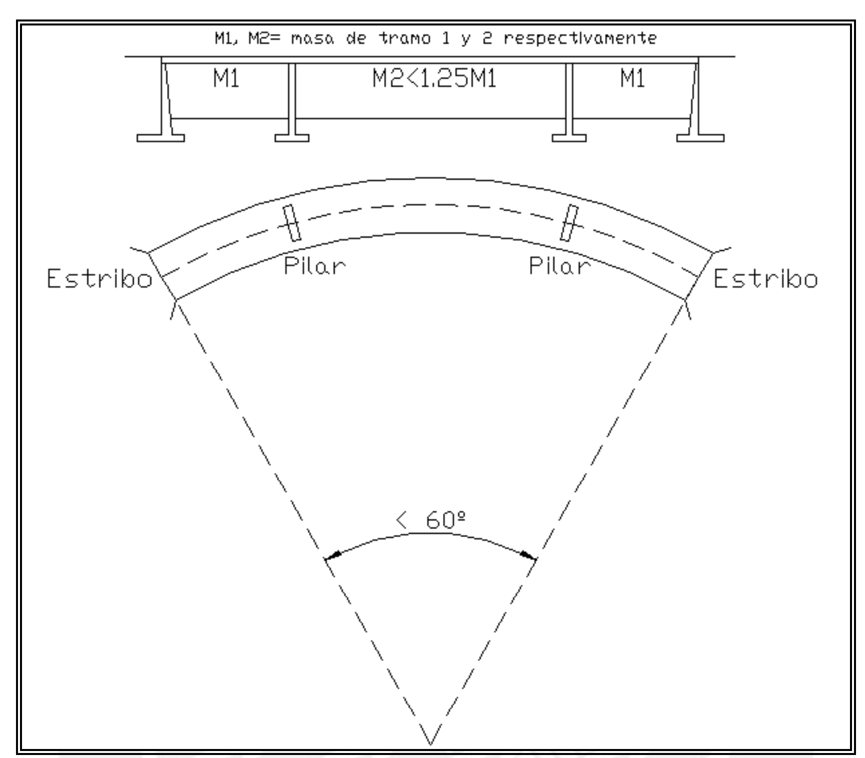


Figura Nº 3.1. Características para que un puente clasifique como regular.

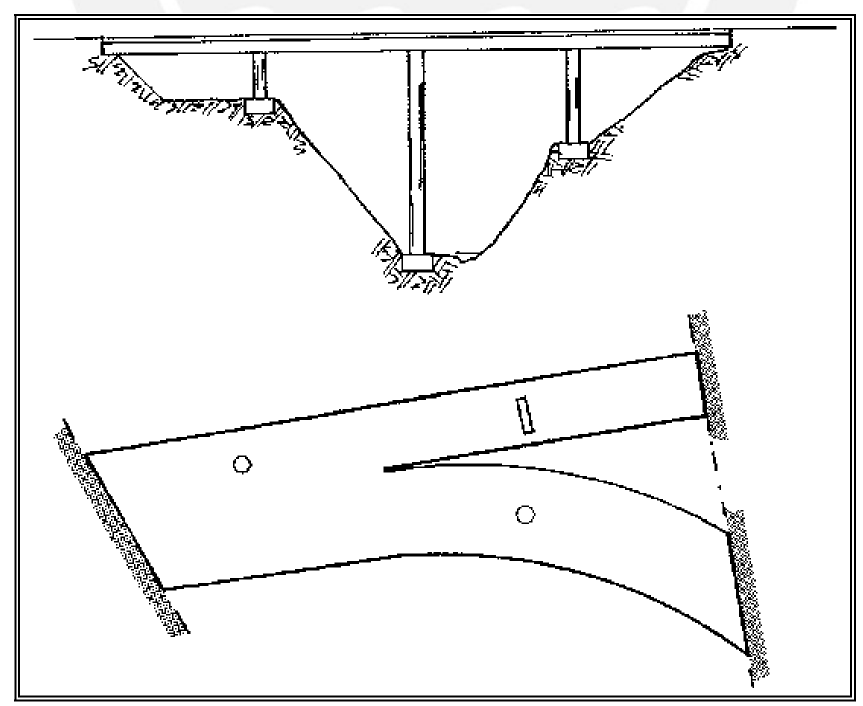


Figura Nº 3.2. Características para que un puente clasifique como irregular.



3.2. Procedimientos de análisis

Los métodos de Análisis Elásticos más recomendados por las normas estudiadas para este trabajo son:

1: Método simplificado o de carga uniforme(UL)
2: Método de análisis espectral Unimodal(SM)
3: Método de análisis espectral Multimodal(MM)
4: Método de análisis Tiempo – Historia(TH)

3.2.1. Método simplificado o de carga uniforme(UL)

El método de carga uniforme está basado en el modo fundamental de vibración, tanto en dirección transversal como longitudinal. El periodo de este modo de vibración debe ser calculado usando un modelo de un solo grado de libertad masa-resorte. La rigidez de este resorte equivalente debe calcularse usando el desplazamiento máximo que ocurre cuando una carga lateral uniforme arbitraria es aplicada a la superestructura del puente. El coeficiente de respuesta sísmica elástica C_{sm} debe ser usado para calcular la carga sísmica equivalente a partir del cual se encuentran los efectos de fuerza sísmica. El método es del tipo estático equivalente que utiliza una carga lateral uniforme que aproxima el efecto de carga sísmica. El método es adecuado para puentes regulares que responden principalmente en el modo fundamental de vibración.

El procedimiento de este método es el siguiente:

PASO 1: Calcular el desplazamiento estático horizontal $U_{s(x)}$ y $U_{s(y)}$ debido a una carga uniforme Po horizontal, la carga es aplicada a todo lo largo del puente, tiene unidad de fuerza / longitud y puede tomar un valor arbitrario de 1 (Figura 3.3).





PASO 2: Calcular la rigidez lateral del puente K con la ecuación (3.1) y el peso total W con la ecuación (3.2).

$$K = \frac{Po \cdot L}{U_{smáx}} \quad (3.1)$$

$$W = \int w(x)dx \quad (3.2)$$

Donde :

L = longitud total del puente.

$U_{smáx}$ = máximo valor de $U_{s(x)}$ o $U_{s(y)}$

w(x) = peso por unidad de longitud de la carga muerta de la superestructura y sub-estructura tributaria del puente.

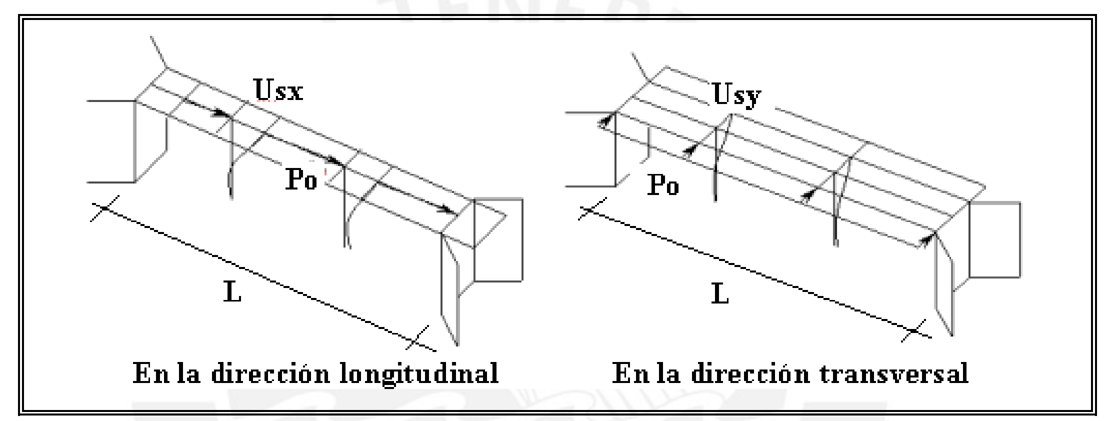


Figura Nº 3.3. Fuerza Po aplicada en ambas direcciones.

El peso debe tomar en cuenta los elementos estructurales y otras cargas relevantes. Se puede incluir cargas vivas, pero los efectos de inercia de las cargas vivas no se incluyen en el análisis. Sin embargo, para el caso de ciudades, puede ocurrir una gran congestión vehicular, causando un incremento de masa y en consecuencia un incremento de la carga sísmica estática.

PASO 3: Calcular el periodo de vibración del puente usando la ecuación (3.3), para ambas direcciones.

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \quad (3.3)$$

Donde :

g = aceleración de la gravedad(longitud / tiempo^2)





PASO 4: Calcular la carga sísmica estática equivalente a partir de la ecuación (3.4).

$$Pe = \frac{C_{sm} \cdot W}{L} \quad (3.4)$$

Donde:

C_{sm} = coeficiente de respuesta sísmica elástica (sin dimensiones) para el periodo T.

Pe = carga uniforme sísmica equivalente por unidad de longitud de puente, aplicada para representar el modo primario de vibración.

PASO 5: Calcular los desplazamientos y fuerzas de miembro escalando los resultados del primer paso por la relación Pe/Po.

3.2.2. Método de Análisis Espectral Unimodal(SM)

Debe ser utilizado en la dirección longitudinal y la transversal del puente de la siguiente forma:

PASO 1: Se calculan los desplazamientos horizontales estáticos $U_{s(x)}$ (longitud) debido a una fuerza horizontal unitaria uniforme p_o(fuerza/longitud) que se aplica a la superestructura, como se indica en la figura Nº 3.3 (repetida).

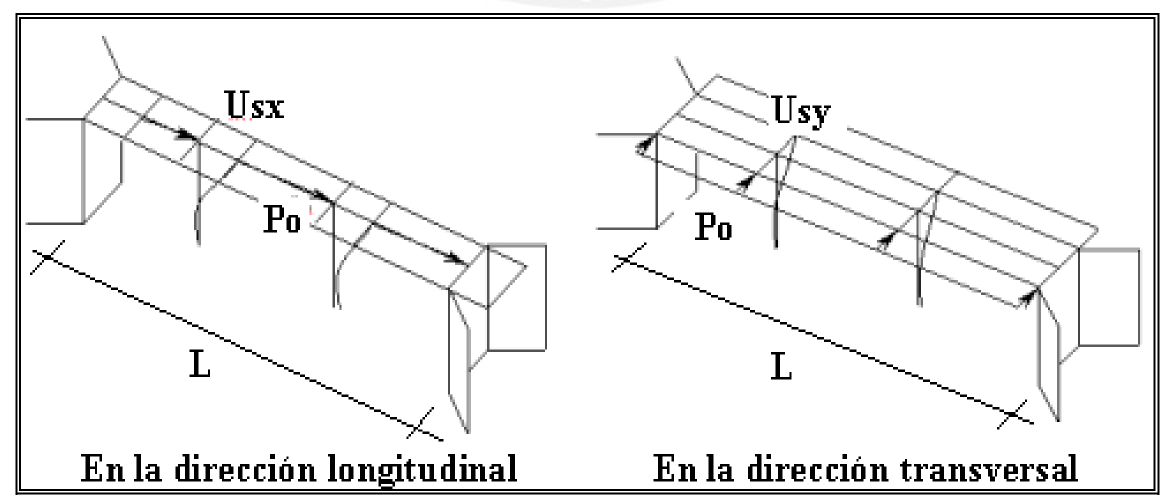


Figura Nº 3.3. Fuerza Po aplicada en ambas direcciones (repetida).





PASO 2: Se calcula los coeficientes α, β y γ, con las ecuaciones (3.5), (3.6) y (3.7), respectivamente para la dirección longitudinal y transversal.

$$\alpha = \int U_s(x)dx \tag{3.5}$$

$$\beta = \int w(x).U_s(x)dx \tag{3.6}$$

$$\gamma = \int w(x).(U_s(x))^2 dx \tag{3.7}$$

Donde:

w(x) = es la carga muerta de la superestructura y la subestructura tributaria(fuerza / unidad de longitud).

α = coeficiente con unidad de longitud^2

β = coeficiente con unidad de fuerza por longitud

γ = coeficiente con unidad de fuerza por longitud^2

PASO 3: Calcular el periodo fundamental del puente en las dos direcciones principales por medio de la ecuación (3.8).

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{\gamma}{p_0.g.\alpha}} \tag{3.8}$$

Donde:

g : aceleración de la gravedad(longitud / tiempo^2)

PASO 4: Calcular la fuerza sísmica estática equivalente en ambas direcciones con la ecuación (3.9).

$$Pe_{(x)} = \frac{\beta.Cs.w(x)}{\gamma}.U_{(x)} \tag{3.9}$$

Donde:

Cs : coeficiente de respuesta sísmica que se obtiene luego de reemplazar el periodo en la ecuación que lo define.

$Pe_{(x)}$: fuerza sísmica estática equivalente, que corresponde a las fuerzas inerciales que el sismo de diseño impone al puente a través del modo fundamental.





PASO 5: Aplicar la fuerza estática equivalente $Pe_{(x)}$ al puente y por medio de un análisis estructural, se obtienen las fuerzas para cada uno de los elementos y los desplazamientos correspondientes.

3.2.3. Método de análisis espectral multimodal(MM)

Este método debe ser usado para puentes en los cuales ocurre acoplamiento en más de tres coordenadas, en cada modo de vibración. La respuesta está compuesta por la contribución de un número plural de modos que contribuyen en la respuesta total de la estructura. Se debe usar el espectro de respuesta elástico. Debe emplearse un programa de computador que realice el análisis dinámico espacial, teniendo en cuenta los efectos de acoplamiento en la respuesta total de la estructura del puente.

a. **Modelo Matemático:** el puente debe modelarse como una estructura tridimensional espacial con elementos interconectados en nodos, que describan de manera realista la rigidez y la masa de la estructura. La masa de la estructura se puede suponer concentrada en los nodos con un mínimo de 3 grados de libertad traslacionales. La masa debe incluir la de los elementos estructurales y otras cargas relevantes, como vigas cabezales, estribos, columnas, zapatas, etc.

- ***Superestructura:*** como mínimo debe modelarse como una serie de elementos estructurales de pórtico espacial, interconectados en nodos localizados en los apoyos de la superestructura, e intermedios a distancias de un cuarto de la luz. Las discontinuidades formadas por las juntas y los estribos deben incluirse. Ver Figura Nº 3.4.



- ***Subestructura***: las columnas y los pilares interiores deben modelarse como elementos de pórtico espacial, las columnas altas y flexibles deben modelarse con nodos en sus extremos e interiormente a distancias cada tercio de la longitud de la columna. Las columnas cortas, cuya longitud sea menor de un tercio de la luz de los vanos adyacentes, no requieren nodos interiores. El modelo debe tener en cuenta la excentricidad de las columnas con respecto a la superestructura. Ver Figura Nº 3.4.

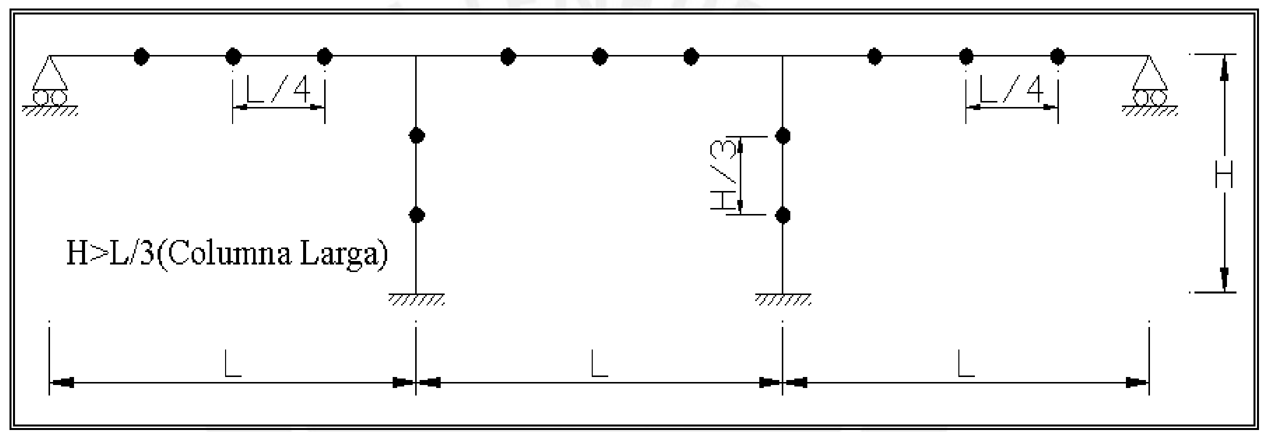


Figura Nº 3.4. Modelo estructural para la superestructura y subestructura en el análisis espectral multimodal.

b. **Modos y periodos de vibración**: deben calcularse para una condición de base fija, utilizando las masas y rigideces del sistema de resistencia sísmica del puente.
c. **Número mínimo de modos**: el análisis de la respuesta debe incluir, como mínimo, el efecto de un número de modos equivalente a 3 veces el número de luces o 25 modos.
d. **Combinación de fuerza y desplazamiento:** los desplazamientos y fuerzas en los miembros se pueden determinar combinando los parámetros (desplazamientos, fuerzas, momentos, torsiones, etc.) producidos en cada modo, por medio del método de la Combinación Cuadrática Completa(CQC).





3.2.4. Método de análisis Tiempo-Historia(TH)

El análisis sísmico empleando este método debe realizarse con cada uno de los acelerogramas para las direcciones longitudinal y transversal, con un programa de computador (por ejemplo el SAP2000). Debe tenerse como mínimo 5 registros.

Para esta tesis se considera y recomienda los 6 registros con los cuales se evaluó la norma E.030 (Sismos de 1966-1970-1974), de los 20 registros de aceleración horizontal que se cuentan desde el año 1951 hasta el 1974, tal como se muestran seleccionados en la tabla Nº 3.1 [Ref. 21]. En esta tabla se muestra el número del sismo, la fecha del sismo, la denominación de éste, la componente, el número de datos (N datos), la aceleración pico del suelo (PGA), la velocidad pico del suelo (PGV) y el desplazamiento pico del suelo (PGD).

Tabla Nº 3.1. Sismos Peruanos desde 1951 @ 1974.

NÚM.	FECHA	DENOMINACIÓN	COMPONENTE	N datos	PGA	PGA (g)	PGV	PGD
1	31-ene-51	1639 GCT-N82W	HORIZONTAL	1478	-60.44	0.06	-1.65	-0.31
2	31-ene-51	1639 GCT-NO8W	HORIZONTAL	1480	45.70	0.05	0.92	0.15
3	17-oct-66	N82W	HORIZONTAL	3283	-180.59	0.18	13.23	7.35
4	17-oct-66	NO8E	HORIZONTAL	3282	-269.34	0.27	-21.60	-16.60
5	31-may-70	Huaraz	HORIZONTAL	2259	-104.82	0.11	4.71	1.55
6	31-may-70	Huaraz	HORIZONTAL	2259	-97.75	0.10	6.98	2.64
7	29-nov-71	N82W	HORIZONTAL	2010	53.55	0.05	4.08	1.74
8	29-nov-71	N08E	HORIZONTAL	2010	86.54	0.09	-4.22	-1.25
9	5-ene-74	N82W	HORIZONTAL	1804	66.76	0.07	4.03	0.59
10	5-ene-74	NO8E	HORIZONTAL	1804	-72.28	0.07	-2.15	-0.45
11	5-ene-74	ZARATE L	HORIZONTAL	1641	-139.59	0.14	3.23	1.30
12	5-ene-74	ZARATE V	HORIZONTAL	1642	-156.18	0.16	4.40	1.08
13	3-oct-74	1421 GCT NO8E	HORIZONTAL	4899	178.95	0.18	10.30	-5.34
14	3-oct-74	1421 GCT N82W	HORIZONTAL	4899	-192.49	0.20	14.48	6.41
15	3-oct-74	1421 GCT N82W HUACO	HORIZONTAL	4879	192.35	0.20	-20.48	7.93
16	3-oct-74	1421 GCT N08E HUACO	HORIZONTAL	4879	-207.12	0.21	16.94	8.03
17	9-nov-74	IGP	HORIZONTAL	2392	46.21	0.05	-3.60	1.80
18	9-nov-74	IGP	HORIZONTAL	2391	-69.21	0.07	-4.91	-1.81
19	9-nov-74	LA MOLINA	HORIZONTAL	1972	-116.78	0.12	-7.89	2.43
20	9-nov-74	LA MOLINA	HORIZONTAL	1971	-93.71	0.10	-5.35	1.28



Además, en esta tabla no se considera el sismo de Nazca registrado en Lima (1996), ni el sismo de Atico registrado en Moquegua (23 de Junio del 2001), ni los 6 que captaron los acelerógrafos chilenos (23 de Junio del 2001). Todos estos registros se pueden utilizar también para poder realizar un análisis Tiempo-Historia.

Según las normas revisadas, estos registros deben normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio de acuerdo a una probabilidad de excedencia, por ejemplo del 10% para una vida útil de 50 años, equivalente a 475 años de periodo de retorno, esto dependiendo de la importancia del puente. Para efecto de este estudio se normaliza a 0.4g. Además, estos registros pueden ser modificados por las condiciones de suelo local.

3.3. Requerimientos de análisis de los códigos estudiados

3.3.1. Código AASHTO STANDARD

De acuerdo al coeficiente de aceleración (Z=A) y la clasificación por importancia (IC) se le asigna una Categoría de Comportamiento Sísmico (CCS), mostrado en la Tabla Nº 3.2; y posteriormente se determina el procedimiento de análisis mínimo (Tabla Nº 3.3). Aunque los puentes de un solo tramo no son estudiados aquí, las normas contemplan que no es necesario hacer un análisis sísmico para este tipo de estructuras.

Tabla Nº 3.2. Categoría de comportamiento sísmico(CCS)

Coeficiente de Aceleración(Z=A)	Clasificación por Importancia(IC)	
	I	II
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C





Tabla Nº 3.3. Procedimiento de Análisis Mínimos Requeridos (AASHTO STANDARD)

Categoría de Comportamiento Sísmico(CCS)	Puentes Regulares con 2 o más luces	Puentes Irregulares con 2 o más luces
A	NA	NA
B	SM/UL	SM
C	SM/UL	MM
D	SM/UL	MM

NA = no requiere un análisis sísmico.
UL = Método simplificado o de carga uniforme.
SM = Método de análisis espectral Unimodal.
MM = Método de análisis espectral Multimodal.
TH = Método de análisis Tiempo – Historia.

3.3.2. Código AASHTO LRFD

Este código determina los mínimos requerimientos de análisis y procedimientos, en función de la regularidad de un puente. Ver Tabla Nº 3.4.

Tabla Nº 3.4. Requerimientos mínimos y procedimientos para efectos sísmicos - AASHTO-LRFD

Zona Sísmica A=Z	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No requiere análisis sísmico	NA	NA	NA	NA	NA	NA
2		SM/UL	SM	SM	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

NA = no requiere un análisis sísmico.
UL = Método simplificado o de carga uniforme.
SM = Método de análisis espectral Unimodal.
MM = Método de análisis espectral Multimodal.
TH = Método de análisis Tiempo – Historia.

3.3.3. Código Japonés

El Código Japonés nos brinda los requerimientos mínimos de análisis, mostrados en las Tablas Nº 3.5 y 3.6.





Tabla Nº 3.5. Movimientos sísmicos a ser tomados en cuenta en el diseño sísmico y en el desempeño sísmico del puente

Movimiento de suelo a tomar en cuenta en el Diseño Sísmico		Objetivo del desempeño sísmico de puentes		Método del cálculo sísmico	
		Puente Clase A	Puente Clase B	Método de análisis estático	Método de análisis dinámico
Movimiento de suelo altamente probable de ocurrir durante el periodo de servicio del puente(Evaluación Funcional)		No se tiene ningún daño		Método del coeficiente sísmico	Análisis de Respuesta Tiempo-Historia o un Análisis de Respuesta Espectral
Movimiento de suelo de alta intensidad, menos probable de ocurrir durante el periodo de servicio del puente (Evaluación de seguridad)	Movimiento Suelo I	Prevenir daños fatales	Limitación de daños	Método de diseño por ductilidad (Usando un factor de modificación de respuesta R)	
	Movimiento Suelo II				

Tabla Nº 3.6. Análisis Mínimo Requerido – Código Japonés

Categoría		Evaluación Funcional	Evaluación de seguridad
Puentes con características de respuesta simple		ESA	ISA
Puentes con características de respuesta compleja	Análisis Estático Equivalente es aplicable	ESA y EDA	ISA y IDA
	Análisis Estático Equivalente no es aplicable	EDA	IDA

ESA = Análisis Elástico Estático(UL y SM)
EDA = Análisis Elástico Dinámico(MM y TH)
ISA = Análisis Inelástico Estático(Pushover)
IDA = Análisis Inelástico Dinámico.

3.3.4. CALTRANS

El CALTRANS nos brinda los requerimientos mínimos de análisis, en función de la importancia del puente, el tipo de configuración y el nivel de evaluación. El tipo de configuración I incluye puentes con características de respuesta simple; éstos incluyen puentes con superestructura continua como son los puentes que describe este trabajo de investigación, tramos con longitudes adecuadas, menores a 7 tramos, apoyos con apropiada rigidez y respuesta vertical insignificante. El tipo de configuración II, incluye puentes con características de respuesta más compleja, que no pueden ser representados fácilmente con un Análisis Elástico Estático





(ESA). La configuración tipo II incluye puentes con articulaciones intermedias en la superestructura y clasifican como puentes irregulares. Ver Tabla Nº 3.7.

Tabla Nº 3.7. Análisis Mínimo Requerido - CALTRANS

Importancia	Configuración	Evaluación Funcional	Evaluación de seguridad
Puente Ordinario	Tipo I	No requerido	ESA o EDA
	Tipo II	No requerido	EDA
Puente importante	Tipo I	ESA o EDA	ESA o EDA
	Tipo II	EDA	EDA, ISA y IDA

ESA = Análisis Elástico Estático(UL y SM)
EDA = Análisis Elástico Dinámico(MM y TH)
ISA = Análisis Inelástico Estático(Pushover)
IDA = Análisis Inelástico Dinámico.

3.4. Otros métodos utilizados por los códigos estudiados

En cuanto a los métodos de análisis inelásticos no se detallan en las normas revisadas, sólo los mencionan. Dichos métodos son necesarios para estructuras de configuración compleja [Ref. 11, 15, 25 y 29], no tomados en cuenta para este estudio, y que generalmente son puentes que se consideran irregulares.





CAPÍTULO IV

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

En este capítulo se describen algunos conceptos dados para el diseño como: la combinación ortogonal de las fuerzas sísmicas, los desplazamientos de diseño en los apoyos(tanto para pilares como para estribos), se habla de los elementos de seguridad como los topes transversales y otras consideraciones a tomar de otras normas o códigos como los de las referencias 7, 8, 9, 10, 26, 35, 36 y 37.

4.1. Combinación ortogonal de fuerzas sísmicas

Los códigos AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, CALTRANS, consideran a las fuerzas sísmicas horizontales provenientes del análisis en la dirección longitudinal y transversal, deben combinarse para formar dos estados de carga(Ver Figura Nº 4.1):

ESTADO I: Las fuerzas y momentos causados por el sismo, en cada uno de los ejes principales del elemento se obtiene sumando el 100% del valor absoluto de las fuerzas elásticas provenientes del análisis en la dirección longitudinal del puente, con el 30% del valor absoluto de las fuerzas sísmicas elásticas provenientes en la dirección transversal del puente.

ESTADO II: Las fuerzas y momentos causados por el sismo, en cada uno de los ejes principales del elemento se obtiene sumando el 100% del valor absoluto de las fuerzas elásticas provenientes del análisis en la dirección transversal del puente, con el 30% del valor absoluto de las fuerzas sísmicas elásticas provenientes en la dirección longitudinal del puente.



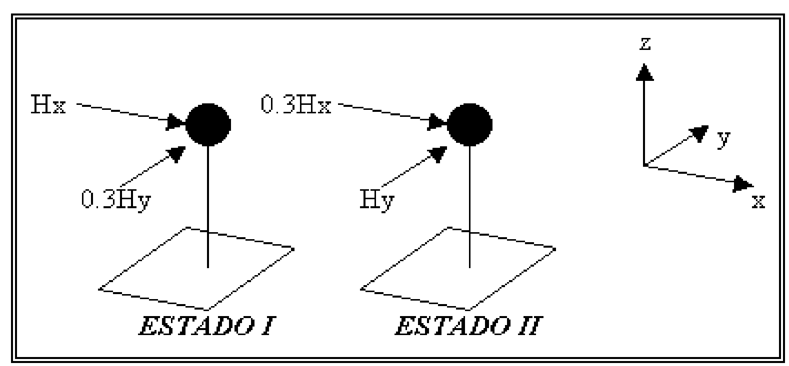


Figura Nº 4.1. Acción simultánea de las 2 componentes de las fuerzas de sismo, según AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD y CALTRANS.

El Código Japonés, considera las direcciones actuantes de las fuerzas de inercia en la dirección del eje del puente y en la dirección perpendicular al eje del puente, en el caso de un puente recto, como lo muestra la Figura Nº 4.2. Este reglamento considera no muy probable que las fuerzas de inercia en las dos direcciones llegarán a ser máximas simultáneamente; es por eso que consideran que estas fuerzas actúan en forma independiente. En el caso de un puente esviado con un gran ángulo de esviaje(en general para ángulos mayores de θ=60º), pueden ser considerados como puentes rectos por simplificación de cálculo; de no ser así, las direcciones de las fuerzas actuantes serán las que se muestran en la Figura Nº 4.2.

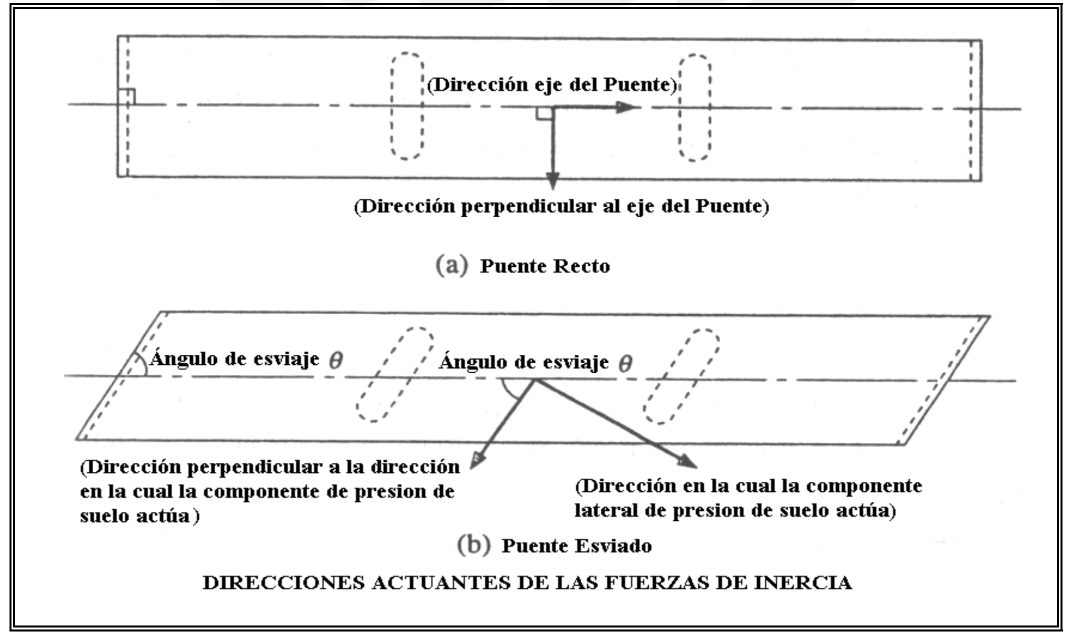


Figura Nº 4.2. Direcciones actuantes de las fuerzas de inercia, según el Código Japonés.



4.2. Desplazamientos de diseño

Después de un evento sísmico los apoyos de la superestructura con la subestructura sufren desplazamientos longitudinales y laterales, tal como se muestra en la Figura Nº 4.3.





Figura Nº 4.3. Desplazamientos que comúnmente ocurren en puentes después de un evento sísmico [Ref. 3].

Estos desplazamientos pueden ser grandes y podrían ocasionar un colapso de la superestructura, para ello, los diversos códigos dan longitudes de apoyo mínimas.

4.2.1. AASHTO STANDARD

Según las exigencias del AASHTO STANDARD, la longitud de soporte está en función de la Categoría de Comportamiento Sísmico. En la tabla Nº 4.1 y en las ecuaciones (4.1) y (4.2), se muestran los valores mínimos.

Tabla Nº 4.1. Longitud mínima de soporte N, según AASHTO STANDARD

Categoría de Comportamiento Sísmico	Mínima longitud de Apoyo N (mm)
A y B	$N=(203+1.67\cdot L+6.66\cdot H)(1+0.000125S^2)$ (4.1)
B y C	$N=(305+2.5\cdot L+10\cdot H)(1+0.000125S^2)$ (4.2)



En la figura Nº 4.4, se muestra la representación gráfica, para determinar la longitud de soporte.

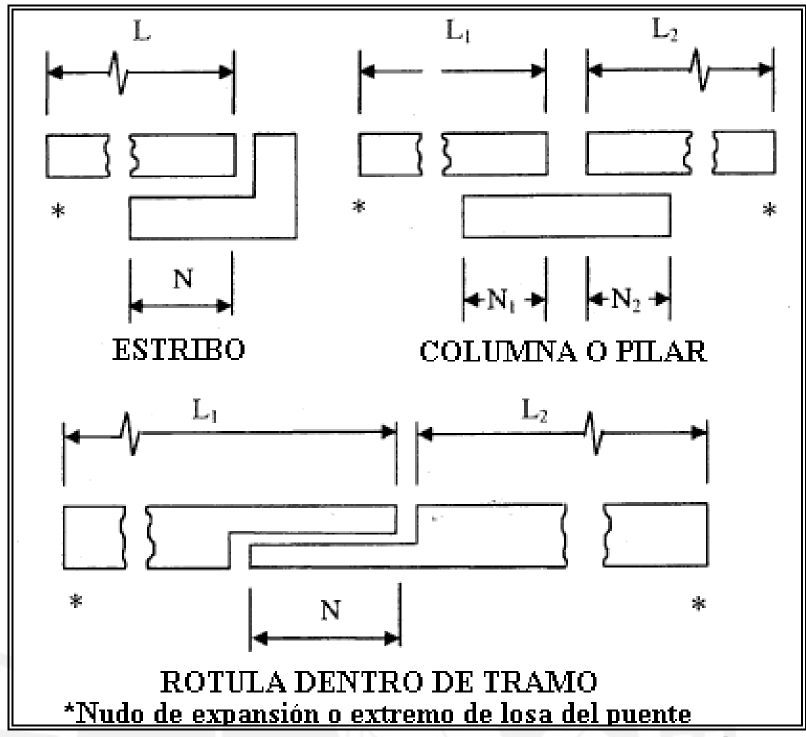


Figura Nº 4.4. Dimensiones para requerimientos mínimos de soporte (AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD).

Donde:

L = longitud medida en el tablero en metros a la siguiente junta de expansión o al extremo del tablero del puente. Para articulaciones entre luces, L debe ser la suma de L1 + L2, correspondiente a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz, L es igual a la longitud del tablero.

H = está referido a la altura de la subestructura en metros. Para estribos, H es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, H es la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, H es la altura promedio entre dos columnas ó pilares adyacentes. Para puentes simplemente apoyados, H es considerado 0.

S = ángulo de esviaje de apoyo en grados(º), medido desde la línea normal al tramo.





4.2.2. AASHTO LRFD

Los anchos de cajuela en apoyos de expansión deberán acomodarse al mayor de los máximos desplazamientos calculados con los métodos de análisis sísmico o un porcentaje del ancho de cajuela empírica, N, especificado por la ecuación (4.3). El porcentaje de N aplicado a cada zona sísmica deberá ser como se especifica en la Tabla Nº 4.2, además el ancho de cajuela será tomado como lo muestra la Figura Nº 4.4.

$$N = (200+0.0017 \cdot L+0.0067 \cdot H) \cdot (1+0.000125 \cdot S^2) \qquad (4.3)$$

Donde:

N = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medido normalmente a la línea central del apoyo (mm).

L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un sólo tramo, L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

H = para estribos, la altura promedia de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes (mm). Para puentes simplemente apoyados, se considera 0.

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo(°)

Tabla Nº 4.2. Porcentaje de N por zona y coeficiente de aceleración

Zona	Coeficiente de Aceleración	Tipo de Suelo	Porcentaje de N
1	<0.025	I ó II	≥50
1	<0.025	III ó IV	100
1	>0.025	Todos	100
2	Aplicable a todos	Todos	100
3	Aplicable a todos	Todos	150
4	Aplicable a todos	Todos	150



4.2.3. Código Japonés

La longitud de asiento de una viga en un apoyo, será calculada de acuerdo a la ecuación (4.4), y será mayor a la ecuación (4.5).

$$S_E = u_R + u_G \geq S_{EM} \quad (4.4)$$

$$S_{EM} = 70 + 0.5 \cdot l \quad (4.5)$$

Además, u_G es determinado con la ecuación (4.6):

$$u_G = 100 \cdot \varepsilon_G \cdot L \quad (4.6)$$

Donde:

S_E =Longitud de asiento de la viga en el apoyo (cm). Esta dimensión es la longitud de la superestructura desde el extremo de la viga, como se muestra en la Figura Nº 4.5, al borde de la parte superior de la subestructura.

u_R =desplazamiento relativo entre la superestructura y el borde de la parte superior de la subestructura, ocurrido en el lugar de cálculo de la longitud de apoyo de la viga en el soporte (cm).

u_G =desplazamiento relativo del suelo, ocurrido por una deformación del suelo durante un sismo (cm).

S_{EM} =valor mínimo de longitud de asiento de una viga en un soporte (cm).

ε_G =deformación del suelo durante un sismo, equivalente a 0.0025, 0.00375 y 0.005 respectivamente para suelos tipo I, II y III

L =distancia entre subestructuras afectando la longitud de apoyo de una viga en un soporte (m). Ver Figura Nº 4.6.

l =longitud de tramo efectivo (m). Cuando dos superestructuras son soportadas por un pilar del puente y las longitudes de los tramos efectivos a ambos lados son diferentes, la mayor de las dos debería ser usada.

Las ecuaciones 4.4 @ 4.6 son para puentes rectos solamente.





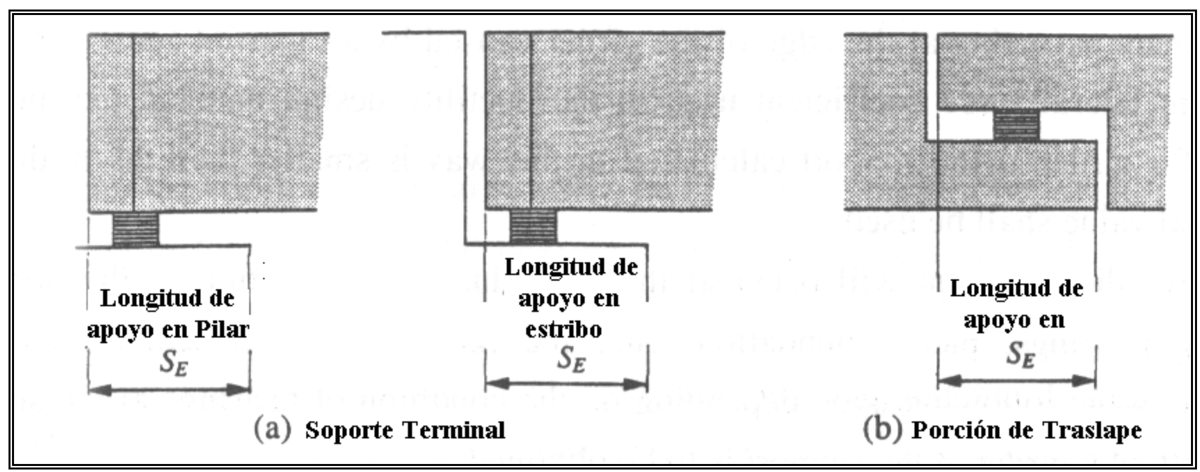


Figura Nº 4.5. Longitud de asiento de una viga en el apoyo para puentes rectos (Código Japonés).

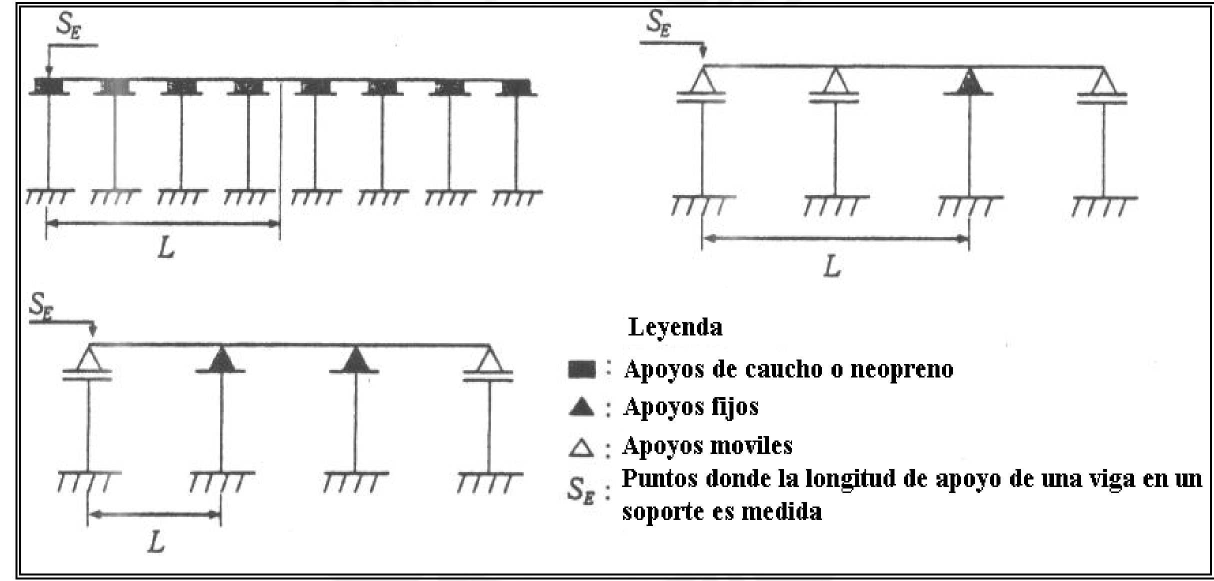


Figura Nº 4.6. Determinación de la longitud L entre las sub-estructuras afectando la longitud de asiento de una viga en un soporte.

4.2.4. CALTRANS

Según indica el CALTRANS, el ancho de apoyo en una subestructura, por ejemplo sobre un estribo o pilar (ver figura Nº 4.7), debe ser evaluado por la ecuación (4.7) y tiene que ser mayor a lo expresado por la ecuación (4.8).

$$N \geq (\Delta_{p/s} + \Delta_{cr+sh} + \Delta_{temp} + \Delta_{eq} + 100) \quad (4.7)$$

$$N \geq 75cm \quad (4.8)$$





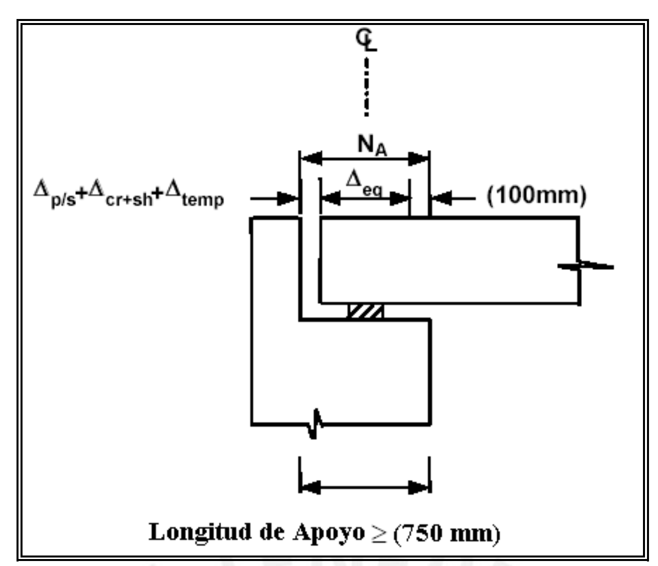


Figura Nº 4.7. Requerimientos de ancho de asiento en estribo (CALTRANS).

En la cual:

N= ancho normal de soporte al centro de línea de apoyo (mm).

$\Delta_{p/s}$= desplazamiento debido a preesfuerzo.

Δ_{cr+sh}= desplazamiento debido a flujo plástico y contracción de fragua.

Δ_{temp}= desplazamiento debido a la variación de temperatura.

Δ_{eq}= desplazamiento debido a sismo.

El ancho de apoyo de una articulación dentro de un tramo se determina por la ecuación (4.7), pero N≥60 cm (Figura Nº 4.8).

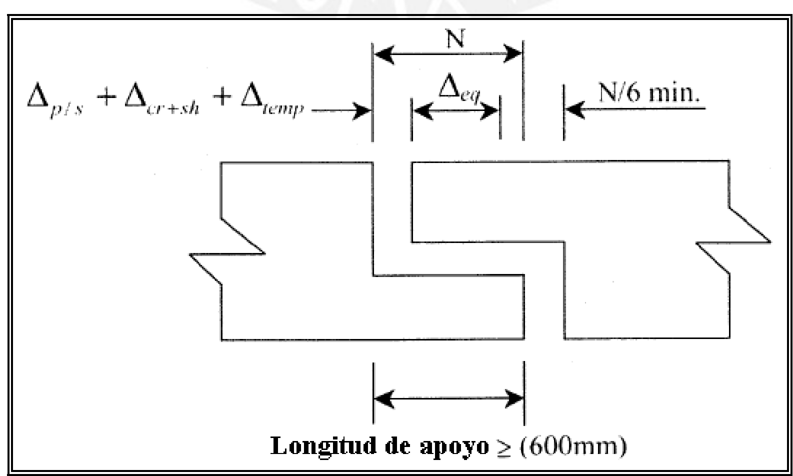


Figura Nº 4.8. Ancho de apoyo de una articulación dentro de tramo (CALTRANS).





4.3. Juntas Sísmicas

Según la referencia 8, las juntas sísmicas entre tableros deberán tener un espaciamiento tal que garanticen los desplazamientos sísmicos completos de los apoyos elastoméricos considerados en el diseño.

En consecuencia, la separación S_j mínima en centímetros de la junta sísmica entre tableros queda dada por la ecuación (4.9) y tal como se muestra en la Figura Nº 4.9 (a la izquierda).

$$S_j = 6.25 \cdot Z + S_1 + S_2 \quad (4.9)$$

En donde Z es el factor de zona sísmica, S_1 y S_2 son los desplazamientos sísmicos de cada uno de los apoyos elastoméricos expresados en cm, para un pilar. Para un estribo S_2=0 (ver Figura Nº 4.9, a la derecha)

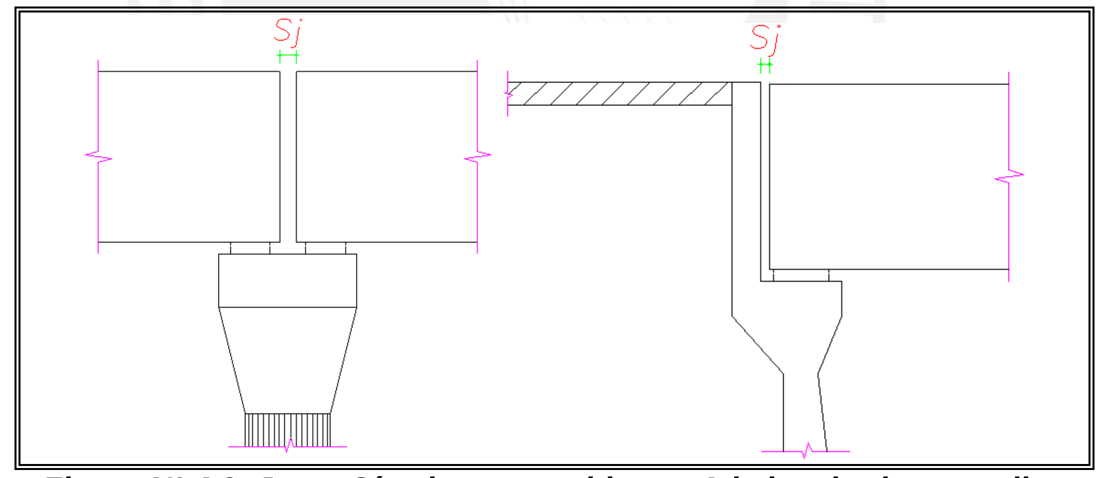


Figura Nº 4.9. Junta Sísmica para tableros. A la izquierda para pilar, a la derecha para estribo.

4.4. Topes Transversales

Los estribos y pilares deberán considerar topes transversales que eviten el desplazamiento sísmico transversal de la superestructura. La altura de los topes debe ser mayor o igual a 30 cm (ver Figura Nº 4.10).





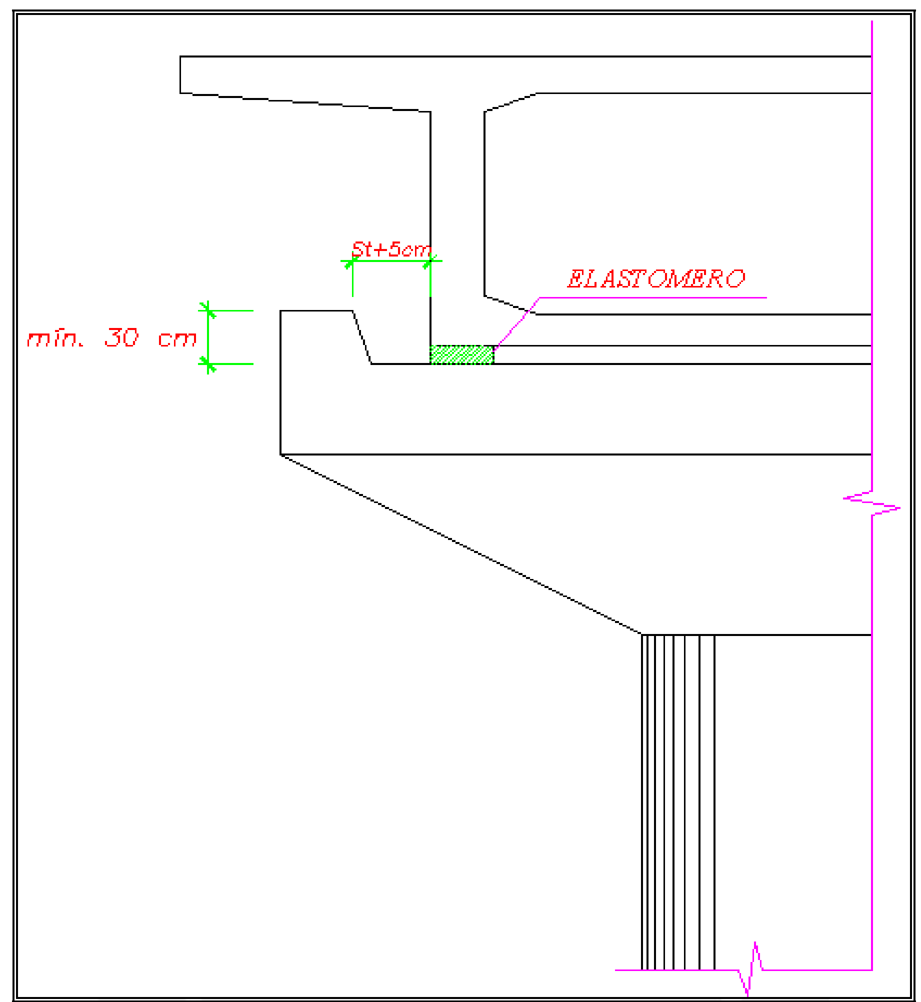


Figura Nº 4.10. Dimensión mínima y separación de superestructura de tope transversal.

Para el diseño de los topes transversales se considerará la cuarta parte de la fuerza sísmica horizontal que actúa en sentido transversal en los extremos de ambos tramos.

Se deberá tener una separación entre los topes y la superestructura igual al desplazamiento sísmico transversal, S_t más 5 cm (ver Figura Nº 4.10).

El diseño de los topes transversales deberá ser lo suficientemente dúctil para poder evitar la caída de la superestructura.



4.5. Direcciones actuantes de las fuerzas de inercia

La referencia 4 y 27, indica que la posición actuante de la fuerza de inercia en una superestructura debe ser el centro de gravedad de ésta, como lo muestra la figura Nº 4.11, pero la posición actuante de la fuerza de inercia de una superestructura en el diseño de una subestructura, debe ser el mostrado en la figura Nº 4.12, considerando el mecanismo de transmisión de fuerza inercial y la conveniencia de diseño.

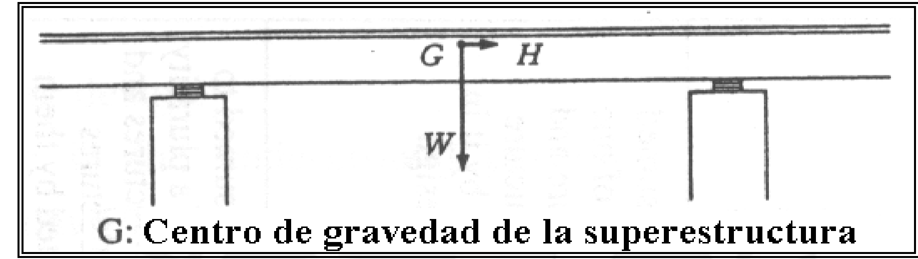


Figura Nº 4.11.Posición en la cual actúan las fuerzas de inercia en una superestructura.

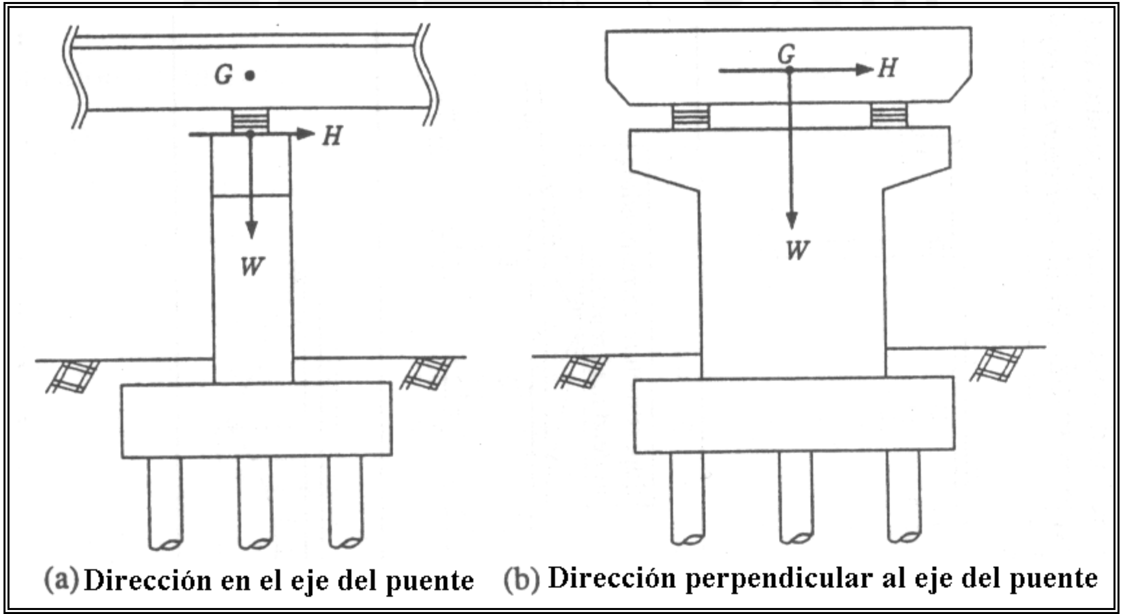


Figura Nº 4.12. Posición en la cual la fuerza de inercia de una superestructura actúa en el diseño de una subestructura.

En la dirección del eje del puente, generalmente los soportes permiten la rotación de una viga; entonces, la posición actuante de la fuerza de inercia de una superestructura hacia la subestructura, puede ser el centro de gravedad del soporte (Figura Nº 4.12a). Sin embargo, en el





diseño sísmico de la subestructura de un puente en general, la influencia de la altura del apoyo es relativamente pequeña, por lo que la posición actuante puede ser la cara inferior del soporte por conveniencia de diseño.

En la dirección perpendicular al eje del puente, la posición actuante de la fuerza de inercia de una superestructura es su centro de gravedad G, como lo muestra la figura Nº 4.12b. Así, en el diseño de la subestructura, como lo muestra la figura Nº 4.13, el momento M actúa en la parte superior de la subestructura, en adición a la fuerza horizontal H y la fuerza vertical W.

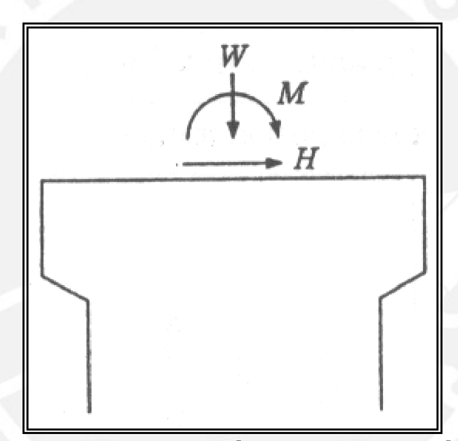


Figura Nº 4.13. Cargas actuantes en la parte superior de la subestructura (Dirección perpendicular al eje del puente).



CAPÍTULO V

PROPUESTA DE NORMA PARA EL DISEÑO SISMICO DE PUENTES EN EL PERÚ

5.1. Alcances

Los alcances de esta propuesta de norma serán aplicables para el análisis y diseño de nuevos puentes, así como también a la evaluación y restauración de puentes existentes para soportar las solicitaciones sísmicas. Los puentes tendrán una longitud total no mayor que 150 m y las superestructuras podrán estar compuestas por losas, vigas T, viga cajón y/o tijerales. Para los puentes de características especiales, se mantendrá la misma filosofía de diseño sobre la base de los criterios indicados, para tener un buen comportamiento estructural.

5.2. Propósito y filosofía sismorresistente para puentes

Los diseños de nuestras normas se fundamentan en el criterio de que una estructura sometida a acciones sísmicas intensas, debe poseer la suficiente ductilidad para poder incursionar en el rango inelástico, para lo cual debe disponerse zonas de disipación de energía, ubicadas en sitios accesibles para su eventual reparación.

La filosofía sismorresistente para puentes, indican que éstos deben:

- Resistir sismos menores dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin sufrir daños.
- Resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable.





- Resistir sismos severos sin llegar al colapso del conjunto o una parte del puente; se aceptan daños, los cuales deben ser detectados fácilmente y ocurrir en lugares accesibles para su inspección y reparación.

5.3. Nomenclatura y notaciones

A continuación se resumen los principales símbolos utilizados:

C = Coeficiente de amplificación sísmica.
C_s = coeficiente de respuesta elástica.
$d_{1,2}$ = desplazamientos sísmicos de los apoyos elastoméricos.
g = Aceleración de la gravedad.
H = altura promedio de la subestructura.
L = longitud total del puente.
Li = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente.
MCU = Método simplificado o de carga uniforme.
MEM = Método de análisis espectral Multimodal.
MEU = Método de análisis espectral Unimodal.
MTH = Método de análisis Tiempo – Historia.
N = Longitud mínima de soporte.
P = peso de la superestructura y subestructura contribuyente.
Pe = fuerza uniforme sísmica equivalente estática por unidad de longitud de puente, aplicada para representar el modo primario de vibración.
Po = carga uniforme horizontal, aplicada a todo lo largo del puente.
r = relación de periodos entre modos.
$S_{1,2}$ = acciones sísmicas de diseño (estados de carga 1 y 2 respectivamente), en valor absoluto.





$|S|_{x,y}$ = acciones sísmicas de diseño resultantes de la aplicación del sismo en las direcciones perpendiculares x e y respectivamente.

s = ángulo de desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (en grados).

S = Factor de suelo.

S_a = pseudoaceleración espectral.

S_j = separación mínima longitudinal de la junta sísmica entre tableros o estribo y tablero.

S_t = desplazamiento sísmico transversal.

T = Período fundamental de la estructura para el análisis de carga uniforme y espectral Unimodal; o periodo de un modo del análisis espectral multimodal.

Tp = Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

$U_{s(x)}$, $U_{s(y)}$ = desplazamientos estáticos horizontales debido a una carga uniforme Po horizontal.

$U_{smáx}$ = máximo valor de $U_{s(x)}$ o $U_{s(y)}$.

W = peso total de la estructura.

w(x) = peso por unidad de longitud de la carga muerta de la superestructura y sub-estructura tributaria del puente.

V = Fuerza cortante en la base del puente.

Z = Factor de zona.

α = coeficiente con unidad de longitud^2 .

β = coeficiente con unidad de fuerza por longitud.

γ = coeficiente con unidad de fuerza por longitud^2.

ξ = razón de amortiguamiento.

ρ_{ij} = coeficientes de acoplamiento modal.





5.4. Definiciones

Se presenta las definiciones consideradas en esta propuesta.

- Acelerograma: Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que se ve sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.
- Amortiguamiento: capacidad de una estructura para disipar la energía inducida por un movimiento sísmico.
- Amplificación de la onda sísmica: Aumento en la amplitud de las ondas sísmicas, producido por su paso desde la roca hasta la superficie del terreno a través de los estratos de suelo.
- Análisis dinámico: Procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.
- Análisis espectral: Tipo de análisis dinámico modal en el cual la respuesta dinámica máxima de cada modo se obtiene utilizando la ordenada del espectro correspondiente al periodo de vibración del modo, para un grado de amortiguamiento dado.
- Análisis modal: Procedimiento de análisis dinámico por medio del cual la respuesta dinámica de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos, o formas de vibración.
- Clasificación de Importancia: agrupamiento que se hace a los puentes de acuerdo a sus posibilidades de uso o esencialidad.
- Coeficiente de aceleración (Z): Es la aceleración esperada en un basamento rocoso, para una vida útil de la estructura, un periodo de retorno y una probabilidad de excedencia anual determinados.
- Coeficiente de modificación de respuesta(R): coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las





características de ductilidad propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la ductilidad general del sistema de resistencia sísmica.

- Coeficiente sísmico: cociente entre la fuerza cortante basal horizontal o vertical y el peso total de la estructura.
- Curvas de isoaceleración: lugar geométrico de todos los puntos que tienen la misma probabilidad de ocurrencia de una aceleración determinada.
- Elemento o miembro estructural: Componente del sistema estructural del puente.
- Espectro: Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas amortiguados de un grado de libertad durante un sismo.
- Falla geológica: Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.
- Falla geológica activa: Falla geológica que se considera que es capaz de producir movimientos sísmicos.
- Fuerzas sísmicas: Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura.
- Masa Efectiva Modal: porcentaje de la masa total de la estructura que contribuye a cada modo natural de vibración.
- Modo de vibración: Es el patrón fijo de respuesta dinámica de una estructura cuando ésta se ve sometida a una vibración que tiene un periodo de vibración igual al correspondiente al mismo modo de vibración.
- Movimientos sísmicos de diseño: Es una caracterización de los movimientos del terreno que se espera que se produzca en el sitio donde se encuentra localizado el puente, a raíz de la ocurrencia del sismo de diseño.





- Perfil de suelo: Son los diferentes estratos de suelo subyacente bajo el sitio del puente.
- Periodo de retorno: tiempo promedio en años entre la ocurrencia de sismos que igualan o exceden una magnitud dada.
- Periodo de vibración (T): Es el lapso de tiempo que transcurre en un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que éste se repita.
- Probabilidad: Es el número de casos que realmente ocurren, dividido por el número total de casos posibles.
- Sismo: Conjunto de vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de ondas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre.
- Sismo de diseño: Es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad de sólo diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta anos, para el caso de un puente.
- Sistema de resistencia sísmica: Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.
- Velocidad de la onda de cortante: Es la velocidad con que se desplaza la onda sísmica de cortante dentro de un suelo, se puede determinar mediante ensayos de refracción sísmica y de microtrepidaciones.
- Vida de diseño o vida útil: duración probable del puente.

5.5. Requerimientos generales

5.5.1. Zonificación Sísmica

A los efectos de la aplicación de esta propuesta de norma, el país se ha dividido en tres zonas tal como la propone la NTE E.030. Éstas se indican en la Figura Nº 5.1, que se ajustan a la división político-territorial del país.





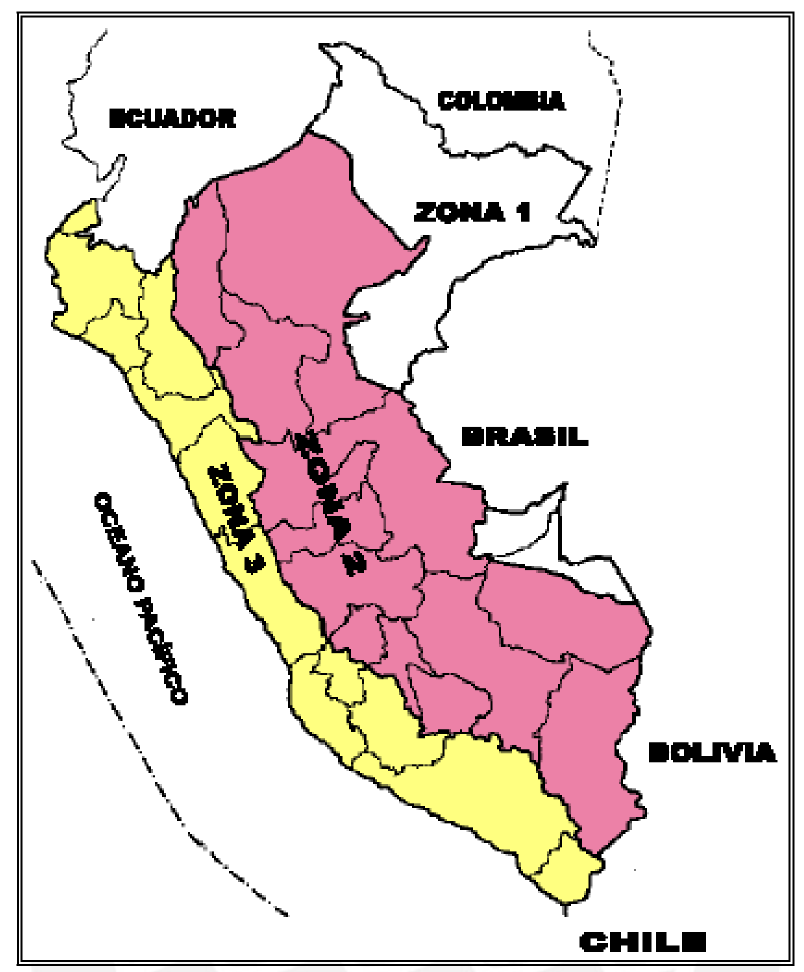


Figura Nº 5.1. Mapa de Zonificación sísmica.

5.5.2. Aceleraciones máximas del terreno

Para cada zona del país las aceleraciones horizontales máximas del terreno (Z) a considerar en el diseño, se expresan como fracción de la gravedad(g) y se dan en la tabla Nº 5.1.

Tabla Nº 5.1. Factor Zona

ZONA	COEFICIENTE DE ACELERACIÓN(Z)
3	0.4
2	0.3
1	0.15



Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años, que equivale a 475 años de periodo de retorno.

5.5.3. Clasificación por Importancia

De acuerdo a la importancia de la vía como elemento vital de abastecimiento, comunicación, supervivencia, seguridad y defensa para soportar la realización de los planes de emergencia y servicio posterior a un sismo, los puentes se clasifican tal como se muestra en la Tabla Nº 5.2.

Tabla Nº 5.2. Clasificación por importancia

Categorías de Importancia	Descripción
Puentes críticos	Deben permanecer abiertos para todo tipo de tráfico después de un sismo de diseño (475 años de periodo de retorno), y abierto para el paso de vehículos de emergencia después de un sismo máximo probable (2500 años de periodo de retorno).
Puentes esenciales	Deben permanecer abiertos para el paso de vehículos de emergencia después de un sismo de diseño (475 años de periodo de retorno).
Otros puentes	Pueden ser cerrados para reparación después de un sismo máximo probable (2500 años de periodo de retorno).

5.5.4. Efectos de sitio o coeficiente de sitio

Se considera los coeficientes de la NTE E.030, la cual considera 4 parámetros de suelo, mostrados en la tabla Nº 5.3.





Tabla Nº 5.3. Coeficiente de sitio

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Tp (seg.)	Coeficiente de Sitio(S)
S1	- Roca o suelos muy rígidos con velocidades de onda de corte altas.	0.4	1.0
S2	- Suelos intermedios, con características intermedias entre las de S1 y S3.	0.6	1.2
S3	- Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.	0.9	1.4
S4	- Suelos excepcionalmente flexibles y sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean particularmente desfavorables.	*	*

***** Valores a ser determinados por el especialista.

5.5.5. Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (Espectro Elástico)

Es similar al de la NTE E.030, con la diferencia que el factor de uso es U=1. La ecuación (5.1) determina la fuerza basal elástica.

$$V = Z \cdot C \cdot S \cdot P \tag{5.1}$$

Donde:

Z= factor de zona. Ver Tabla Nº 5.1.

S= factor de suelo o sitio. Ver Tabla Nº 5.3.

C= coeficiente sísmico, dado por la ecuación (5.2).

Tp= periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo. Ver Tabla Nº 5.3.

T= periodo fundamental de la estructura. Se define de acuerdo a las ecuación (5.6), (5.11), o en el acápite 5.7.3.

P= peso de la superestructura y subestructura contribuyente.

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \le 2.5 \tag{5.2}$$





Este coeficiente C se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. El espectro elástico de respuesta y el coeficiente de respuesta elástica C_s, están definidos por las ecuaciones (5.3a) y (5.3b), respectivamente.

$$Sa = Z \cdot C \cdot S \cdot g \quad (5.3a)$$

$$Sa = C_s \cdot g \quad (5.3b)$$

Donde:

Sa = pseudoaceleración espectral.

C_s = Coeficiente de respuesta elástica.

g= aceleración de la gravedad.

Se ha decidido que no es necesario tomar en cuenta la carga viva, por que la carga viva varia temporal y espacialmente, y la probabilidad que un congestionamiento vehicular ocurra al mismo tiempo que un evento sísmico es generalmente pequeña; otra razón es que aún, no se ha investigado claramente este efecto y no se sabe ciertamente qué carga viva se puede tomar en cuenta en el diseño sísmico y en qué medida (factor de seguridad).

5.5.6. Factor de Modificación de Respuesta(R)

Las fuerzas sísmicas de diseño para miembros individuales de puentes, así como sus correspondientes conexiones, serán obtenidas dividiendo los valores de las fuerzas básicas elásticas por factores de modificación de la respuesta(R), que sean adecuados. El uso de los valores R deberá corresponder a un detallamiento adecuado del diseño sísmico, tal que permita incursiones inelásticas y la formación de rótulas plásticas.





Estos factores sólo serán empleados en el método simplificado, análisis espectral unimodal y en el método de análisis espectral multimodal.

Los valores de los Factores de Modificación de Respuesta(R), se indican en la Tabla Nº 5.4, hay que notar que éstos dependen de la importancia del puente.

Tabla Nº 5.4. Factor de Modificación de Respuesta (R)

SUB – ESTRUCTURA(1)	**R**			**CONEXIONES**(3)	**R**
	Crítico	Esencial	Otros		
Pilar tipo muro(2)	1.5	1.5	2	De la subestructura al estribo.	0.8
Pilote de concreto reforzado: a. Únicamente pilotes verticales b. Uno o más pilotes inclinados	1.5 1.5	2 1.5	3 2	Juntas de expansión de una luz de la subestructura.	0.8
Columnas individuales.	1.5	2	3	Columnas, pilares o viga cabezal sobre pilotes a la superestructura.	1.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto: a. Únicamente pilotes verticales b. Uno o más pilotes inclinados	1.5 1.5	3.5 2	5 3	Columnas o pilares a la cimentación.	1.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5		

(1) El factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la subestructura.
(2) Un pilar tipo placa puede diseñarse como columna en la dirección más débil, siempre que cumpla todos los requisitos sísmicos de columna, en tal caso puede utilizarse el coeficiente R de columnas solas.
(3) Se recomienda que las conexiones se diseñen para las fuerzas máximas que puedan desarrollarse por plastificación de la columna o las columnas del pórtico. Estas fuerzas son a menudo significativamente menores que aquellas obtenidas usando el factor R=1.





5.6. Regularidad estructural de puentes

a. Puentes regulares: son aquellos que tienen menos de 7 tramos y no presentan cambios en su masa o rigidez que excedan 25% de un segmento a otro a lo largo de su longitud. Un puente horizontal curvo, puede ser considerado regular si el ángulo sub-tendido al centro de curvatura, de un estribo a otro, es menor a 60º y no tiene un cambio abrupto en rigidez o masa. Esto es mostrado en la Figura Nº 5.2.

b. Puentes irregulares: aquellos que no clasifican como regulares. Ver figura Nº 5.3.

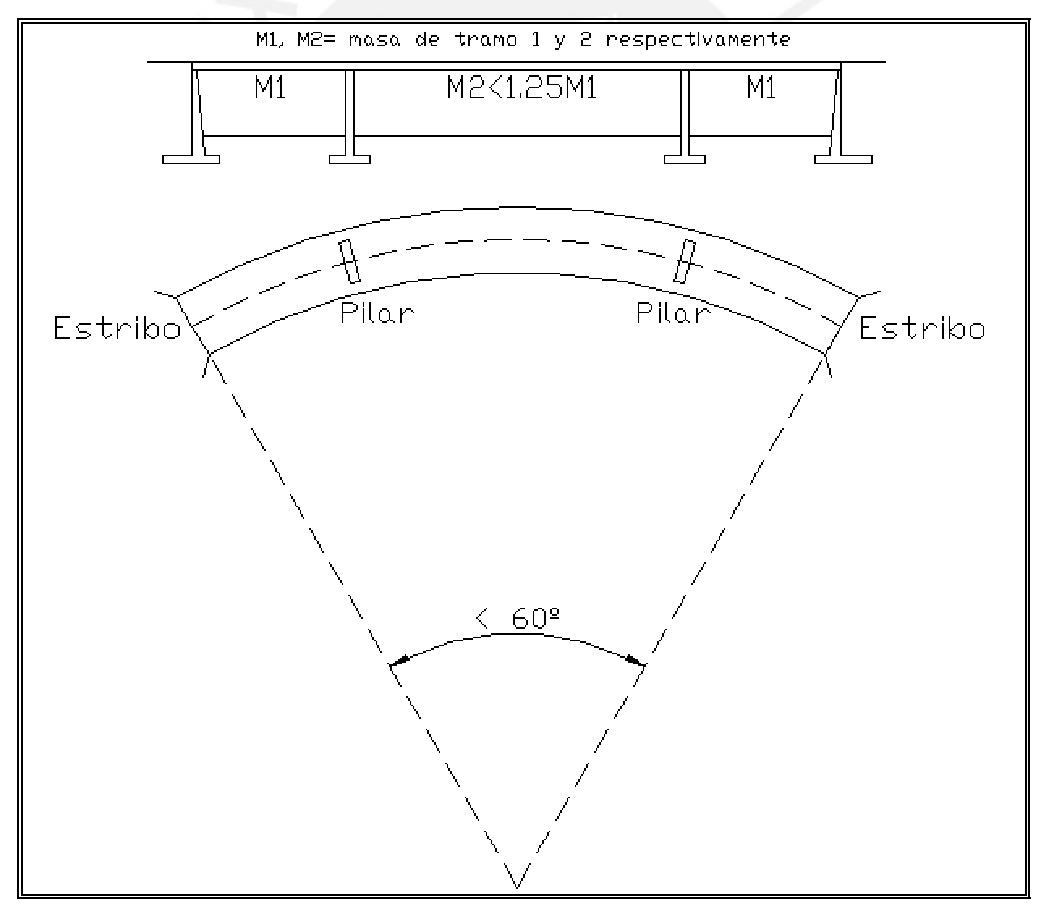


Figura Nº 5.2. Características para que un puente clasifique como regular.



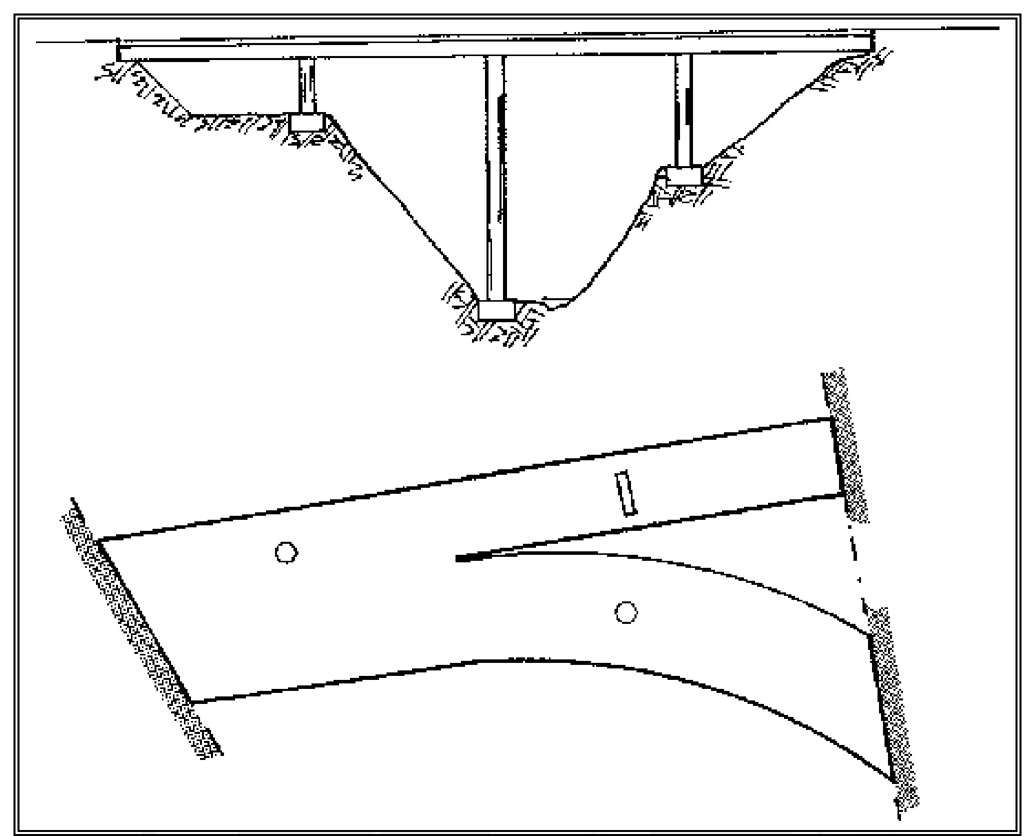


Figura Nº 5.3. Características para que un puente clasifique como irregular.

5.7. Métodos de análisis

Para que el diseño sismorresistente de puentes reúna las características prescritas en la sección 5.1, se recomiendan los siguientes métodos de análisis sísmicos elásticos:

1: Método simplificado o de carga uniforme(MCU)
2: Método de análisis espectral Unimodal(MEU)
3: Método de análisis espectral Multimodal(MEM)
4: Método de análisis Tiempo – Historia(MTH)

5.7.1. Método simplificado o de carga uniforme(MCU)

El método de carga uniforme está basado en el modo fundamental de vibración, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal. El periodo de este modo de vibración debe ser





calculado usando un modelo de un sólo grado de libertad masa-resorte. La rigidez de este resorte equivalente debe calcularse usando el desplazamiento máximo que ocurre cuando una carga lateral uniforme arbitraria es aplicada a la superestructura del puente. El coeficiente de respuesta sísmica elástica C_s debe ser usado para calcular la carga sísmica equivalente a partir de la cual se encuentran los efectos de fuerza sísmica. El método es del tipo estático equivalente que utiliza una carga lateral uniforme que aproxima el efecto de carga sísmica. El método es adecuado para puentes regulares que responden principalmente en el modo fundamental de vibración.

El procedimiento de este método es el siguiente:

PASO 1: Calcular el desplazamiento estático horizontal $U_{s(x)}$ y $U_{s(y)}$ debido a una carga uniforme Po horizontal, la carga es aplicada a todo lo largo del puente, tiene unidad de fuerza / longitud y puede tomar un valor arbitrario de 1 (Figura Nº 5.4).

PASO 2: Calcular la rigidez lateral del puente K mediante la ecuación (5.4), el peso total W mediante la ecuación (5.5).

$$K = \frac{Po \cdot L}{U_{smáx}} \tag{5.4}$$

$$W = \int w(x)dx \tag{5.5}$$

Donde:

L = longitud total del puente.

$U_{smáx}$ = máximo valor de $U_{s(x)}$ o $U_{s(y)}$

w(x) = peso por unidad de longitud de la carga muerta de la superestructura y sub-estructura tributaria del puente.

El peso W debe tomar en cuenta los elementos estructurales y otras cargas relevantes.





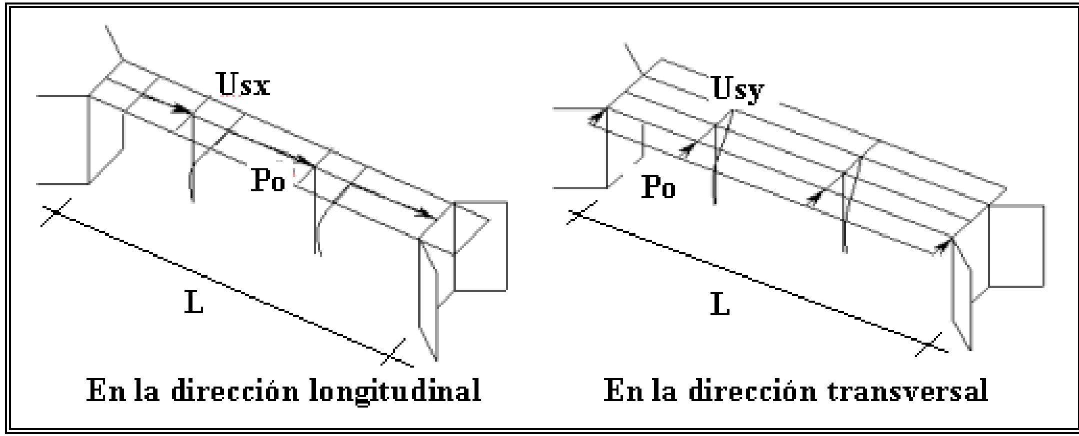


Figura Nº 5.4. Fuerza Po aplicada en ambas direcciones.

PASO 3: Calcular el periodo de vibración del puente usando la ecuación (5.6).

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \tag{5.6}$$

Donde:

g = aceleración de la gravedad (longitud / tiempo^2).

PASO 4: Calcular la carga sísmica estática equivalente a partir de la ecuación (5.7).

$$Pe = \frac{C_s \cdot W}{L} \tag{5.7}$$

Donde:

C_s = coeficiente de respuesta sísmica elástica para el periodo T.

Pe = carga uniforme sísmica equivalente, por unidad de longitud de puente, aplicada para representar el modo primario de vibración.

PASO 5: Calcular los desplazamientos y fuerzas de miembro escalando los resultados del primer paso por la relación Pe/Po.



5.7.2. Método de Análisis Espectral Unimodal(MEU)

Debe ser utilizado en la dirección longitudinal y la transversal del puente de la siguiente forma:

PASO 1: Se calculan los desplazamientos horizontales estáticos $U_{s(x)}$ (longitud) debido a una fuerza horizontal unitaria uniforme P_o(fuerza/longitud) que se aplica a la superestructura, como se indica en la figura Nº 5.4 (repetida).

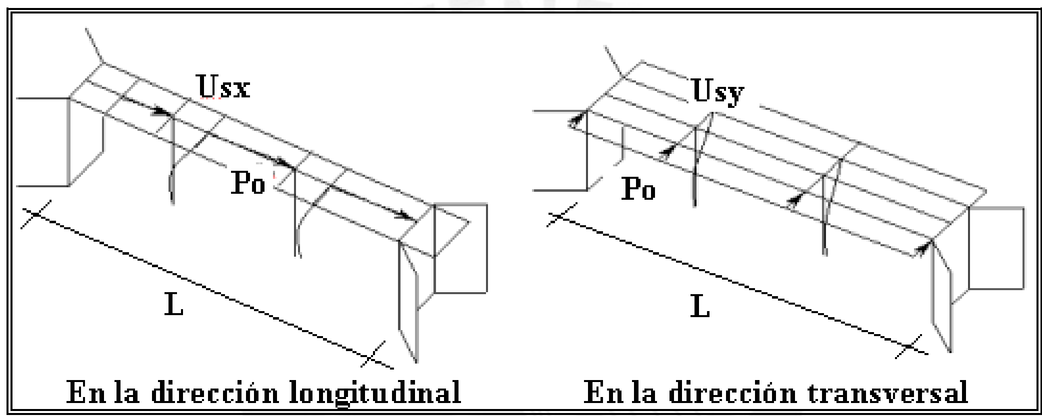


Figura Nº 5.4. Fuerza Po aplicada en ambas direcciones (repetida).

PASO 2: Se calcula los coeficientes α, β y γ, con las ecuaciones (5.8), (5.9) y (5.10), respectivamente para la dirección longitudinal y transversal.

$$\alpha = \int U_s(x)dx \quad (5.8)$$

$$\beta = \int w(x).U_s(x)dx \quad (5.9)$$

$$\gamma = \int w(x).(U_s(x))^2 dx \quad (5.10)$$

Donde:

w(x) = es la carga muerta de la superestructura y la subestructura tributaria(fuerza / unidad de longitud).

α = coeficiente con unidad de longitud^2.

β = coeficiente con unidad de fuerza por longitud.

γ = coeficiente con unidad de fuerza por longitud^2.





PASO 3: Calcular el periodo fundamental del puente en las dos direcciones principales por medio de la ecuación (5.11).

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{\gamma}{P_0.g.\alpha}} \qquad (5.11)$$

Donde:

g : aceleración de la gravedad(longitud / tiempo^2).

PASO 4: Calcular la fuerza sísmica estática equivalente en ambas direcciones con la ecuación (5.12).

$$Pe_{(x)} = \frac{\beta.C_s.w(x)}{\gamma}.U_{(x)} \qquad (5.12)$$

Donde:

C_s : coeficiente de respuesta sísmica que se obtiene luego de reemplazar el periodo en la ecuación que lo define.

$Pe_{(x)}$: fuerza sísmica estática equivalente, que corresponde a las fuerzas inerciales que el sismo de diseño impone al puente a través del modo fundamental.

PASO 5: Aplicar la fuerza estática equivalente $Pe_{(x)}$ al puente y por medio de un análisis estructural, se obtienen las fuerzas para cada uno de los elementos y los desplazamientos correspondientes.

5.7.3. Método de análisis espectral multimodal(MEM)

Este método debe ser usado para puentes en los cuales ocurre acoplamiento en más de tres coordenadas, en cada modo de vibración. La respuesta está compuesta por la contribución de un número plural de modos que contribuyen en la respuesta total de la estructura. Se debe usar el espectro de respuesta elástico. Debe emplearse un programa de computador que realice el análisis dinámico espacial, teniendo en cuenta los efectos de acoplamiento en la respuesta total de la estructura del puente.





a. **Modelo Matemático:** el puente debe modelarse como una estructura tridimensional espacial con elementos interconectados en nodos, que describan de manera realista la rigidez y la masa de la estructura. La masa de la estructura se puede suponer concentrada en los nodos con un mínimo de 3 grados de libertad traslacionales. La masa debe incluir la de los elementos estructurales y otras cargas relevantes, como vigas cabezales, estribos, columnas, zapatas, etc.

- ***Superestructura:*** como mínimo debe modelarse como una serie de elementos estructurales de pórtico espacial, interconectados en nodos localizados en los apoyos de la superestructura, e intermedios a distancias de un cuarto de la luz. Las discontinuidades formadas por las juntas y los estribos deben incluirse. Ver Figura Nº 5.5.
- ***Subestructura***: las columnas y los pilares interiores deben modelarse como elementos de pórtico espacial, las columnas altas y flexibles deben modelarse con nodos en sus extremos e interiormente a distancias cada tercio de la longitud de la columna. Las columnas cortas, cuya longitud sea menor de un tercio de la luz de los vanos adyacentes, no requieren nodos interiores. El modelo debe tener en cuenta la excentricidad de las columnas con respecto a la superestructura. Ver Figura Nº 5.5.

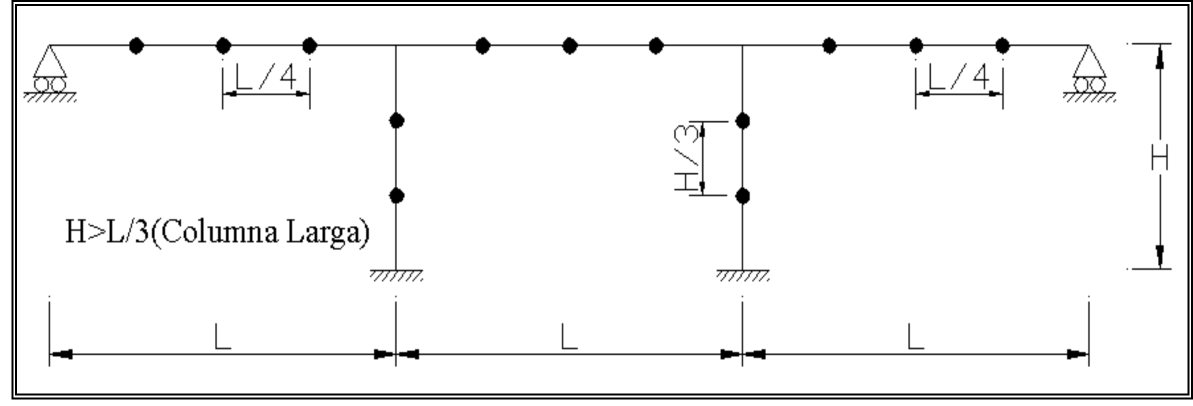


Figura Nº 5.5. Modelo estructural para la superestructura y subestructura en el análisis espectral multimodal.





b. **Modos y periodos de vibración**: deben calcularse para una condición de base fija, utilizando las masas y rigideces del sistema de resistencia sísmica del puente.

c. **Número mínimo de modos**: el análisis de la respuesta debe incluir, como mínimo, el efecto de un número de modos equivalente a 3 veces el número de luces o 25 modos.

d. **Combinación de fuerza y desplazamiento:** los desplazamientos, rotaciones y las solicitaciones de cada elemento estructural deberán calcularse para la dirección longitudinal y la dirección transversal del puente, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. La superposición de los valores máximos modales "Si" debe hacerse mediante la ecuación (5.13):

$$S = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot S_i \cdot S_j} \qquad (5.13)$$

En que las sumas $\sum_i$ y $\sum_j$ son sobre los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} deben determinarse de acuerdo a la ecuación (5.14).

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot r(1+r)} \quad ; \quad r = \frac{T_i}{T_j} \leq 1.0 \qquad (5.14)$$

Donde:

$r = \frac{T_i}{T_j}$: relación de periodos entre modos.

T_i y T_j periodos modales

ξ = razón de amortiguamiento uniforme para todos los modos de vibrar, que debe tomarse igual a 0.05.

Se incluirá en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes o efectivas, en cada una de las dos direcciones de análisis sísmico, sea mayor o igual a un 90% de la masa total.





5.7.4. Método de análisis Tiempo-Historia(MTH)

El análisis sísmico empleando este método debe realizarse con cada uno de los acelerogramas para las direcciones longitudinal y transversal. Debe tenerse como mínimo 5 registros.

Los registros deben normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio de acuerdo a una probabilidad de excedencia, por ejemplo, del 10% para una vida útil de 50 años, equivalente a 475 años de periodo de retorno, esto dependiendo de la importancia del puente.

5.8. Selección del método de análisis

El método que se debe aplicar, depende de la regularidad del puente, de la clasificación por importancia y de la zonificación sísmica. Ver Tabla Nº 5.5.

Tabla Nº 5.5. Requerimientos mínimos y procedimientos para efectos sísmicos

Zona Sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	NA	MEU/MCU	MEU	MEU	MEM	MEM	MEM
2		MEU/MCU	MEM	MEM	MEM	MEM	MTH
3		MEU/MCU	MEM	MEM	MEM	MEM	MTH

NA = no requiere un análisis sísmico.
MCU = Método simplificado o de carga uniforme.
MEU = Método de análisis espectral Unimodal.
MEM = Método de análisis espectral Multimodal.
MTH = Método de análisis Tiempo – Historia.





5.9. Criterios de combinación para las fuerzas horizontales ortogonales

Se considerará una combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales para tomar en cuenta tanto la incertidumbre en la dirección del movimiento sísmico, así como la ocurrencia simultánea de valores máximos en dos direcciones horizontales perpendiculares. Las fuerzas y momentos sísmicos elásticos resultantes del análisis en dos ejes perpendiculares deberán combinarse considerando los dos siguientes estados de carga:

- Estado de carga I: las fuerzas internas para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidas de la suma del 100% del valor absoluto de las fuerzas internas resultantes del análisis en una de las direcciones perpendiculares (longitudinal) más el 30% del valor absoluto de las correspondientes fuerzas internas de los elementos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (transversal). Notar que se usan los valores absolutos en atención a que las fuerzas sísmicas pueden ser positivas o negativas. Emplear la ecuación (5.15) y la figura Nº 5.6.

- Estado de carga II: las fuerzas internas para cada uno de los miembros en cada eje principal serán obtenidos de la suma del 100% del valor absoluto de las fuerzas internas resultantes del análisis en una de las direcciones perpendiculares (transversal) más el 30% del valor absoluto de las correspondientes fuerzas internas de los elementos resultantes del análisis en la segunda dirección perpendicular (longitudinal). Emplear la ecuación (5.16) y la figura Nº 5.6.

$$S_1 = |S|_x + 0.3 \cdot |S|_y \qquad (5.15)$$

$$S_2 = 0.3 \cdot |S|_x + |S|_y \qquad (5.16)$$

Donde:





$S_{1,}\ S_2$ = acciones sísmicas de diseño (estados de carga 1 y 2 respectivamente), en valor absoluto.

$|S|_{x,}\ |S|_y$ = acciones sísmicas de diseño resultantes de la aplicación del sismo en las direcciones perpendiculares x e y respectivamente.

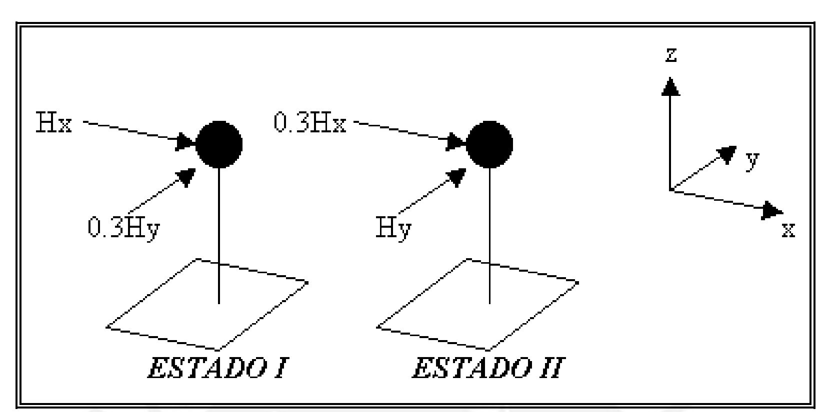


Figura Nº 5.6. Acción simultánea de las 2 componentes de las fuerzas de sismo.

5.10. Desplazamientos de diseño

Los anchos de cajuela en apoyos de expansión deberán acomodarse al mayor de los máximos desplazamientos calculados con los métodos de análisis sísmico o un porcentaje del ancho de cajuela empírica, N, especificado por la ecuación (5.17). El porcentaje de N aplicado a cada zona sísmica deberá ser como se especifica en la Tabla Nº 5.6, además el ancho de cajuela será tomado como lo muestra la Fig. Nº 5.7.

$$N = (200+0.0017\cdot Li+0.0067\cdot H)\cdot(1+0.000125\cdot s^2) \geq 75mm \qquad (5.17)$$

Donde:

N = longitud mínima de la cajuela, medido normalmente a la línea central del apoyo (mm).

Li = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, Li debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un sólo tramo, L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).





H = para estribos, es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, es la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, es la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes (mm). Para puentes simplemente apoyados, H se considera 0.

s = ángulo de desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo(°)

Tabla Nº 5.6. Porcentaje de N por zona y coeficiente de aceleración

Zona	Coeficiente de Aceleración	Tipo de Suelo	Porcentaje de N
1	<0.025	S1 ó S2	≥50
1	<0.025	S3 ó S4	100
1	>0.025	Todos	100
2	Aplicable a todos	Todos	100
3	Aplicable a todos	Todos	150

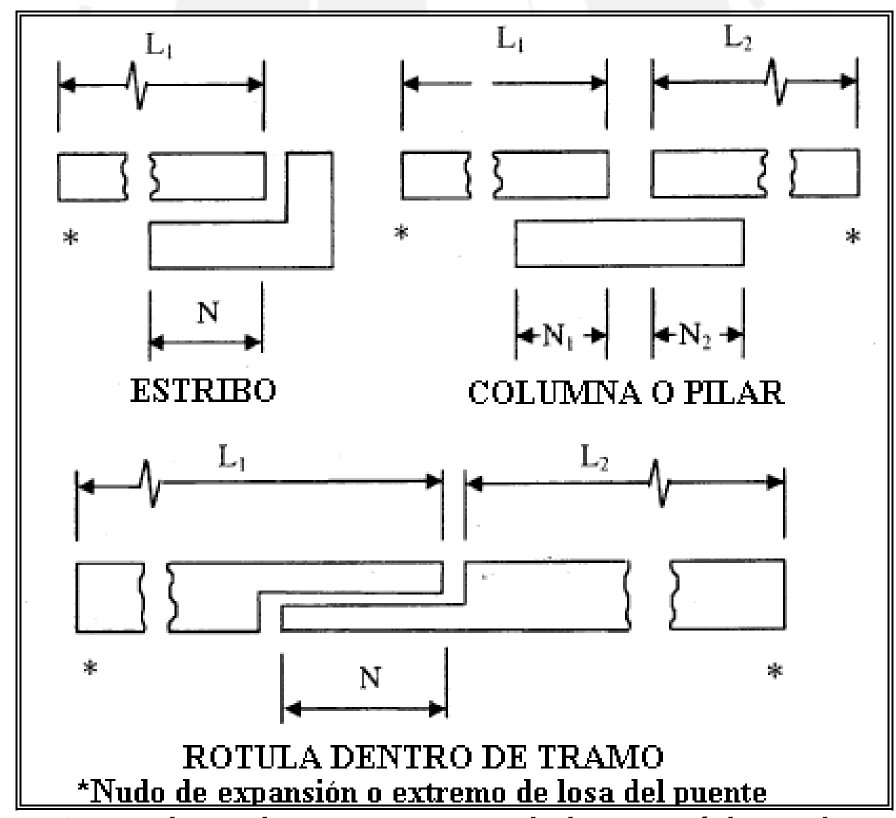


Figura Nº 5.7. Dimensiones para requerimientos mínimos de soporte.



5.11. Juntas Sísmicas

Las juntas sísmicas entre tableros deberán tener un espaciamiento tal que garanticen los desplazamientos sísmicos completos de los apoyos elastoméricos considerados en el diseño.

En consecuencia, la separación S_j mínima en milímetros de la junta sísmica entre tableros queda dada por la ecuación (5.18). Ver Figura Nº 5.8, a la izquierda.

$$S_j = 62.5 \cdot Z + d_1 + d_2 \qquad (5.18)$$

En donde Z es el factor de zona sísmica, d_1 y d_2 son los desplazamientos sísmicos de cada uno de los apoyos elastoméricos expresados en mm, para un pilar. Para un estribo d_2=0 (Ver Figura Nº 5.8, a la derecha).

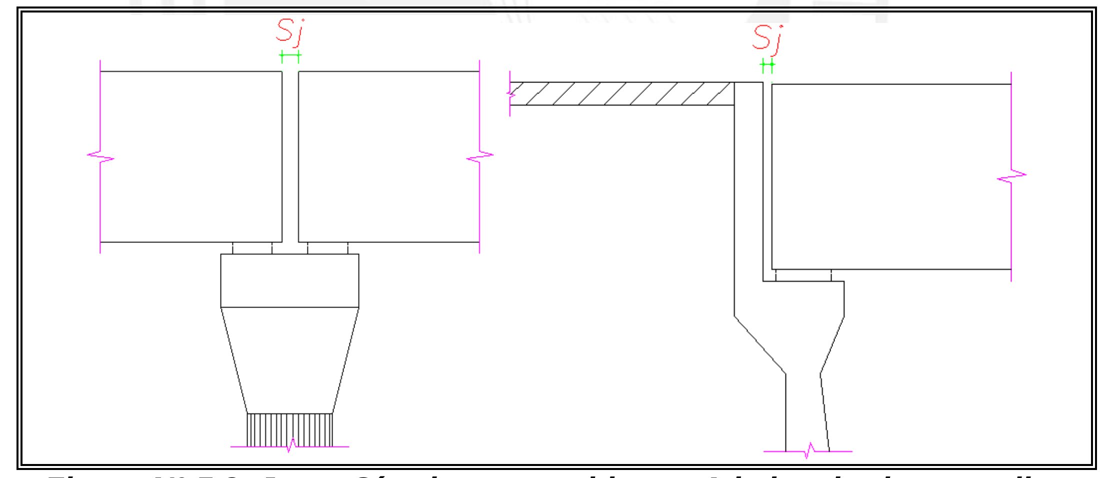


Figura Nº 5.8. Junta Sísmica para tableros. A la izquierda para pilar, a la derecha para estribo.

5.12. Topes transversales

Los estribos y pilares deberán considerar topes transversales que eviten el desplazamiento sísmico transversal de la superestructura. La altura de los topes debe ser mayor o igual a 300 mm (ver Figura Nº 5.9).





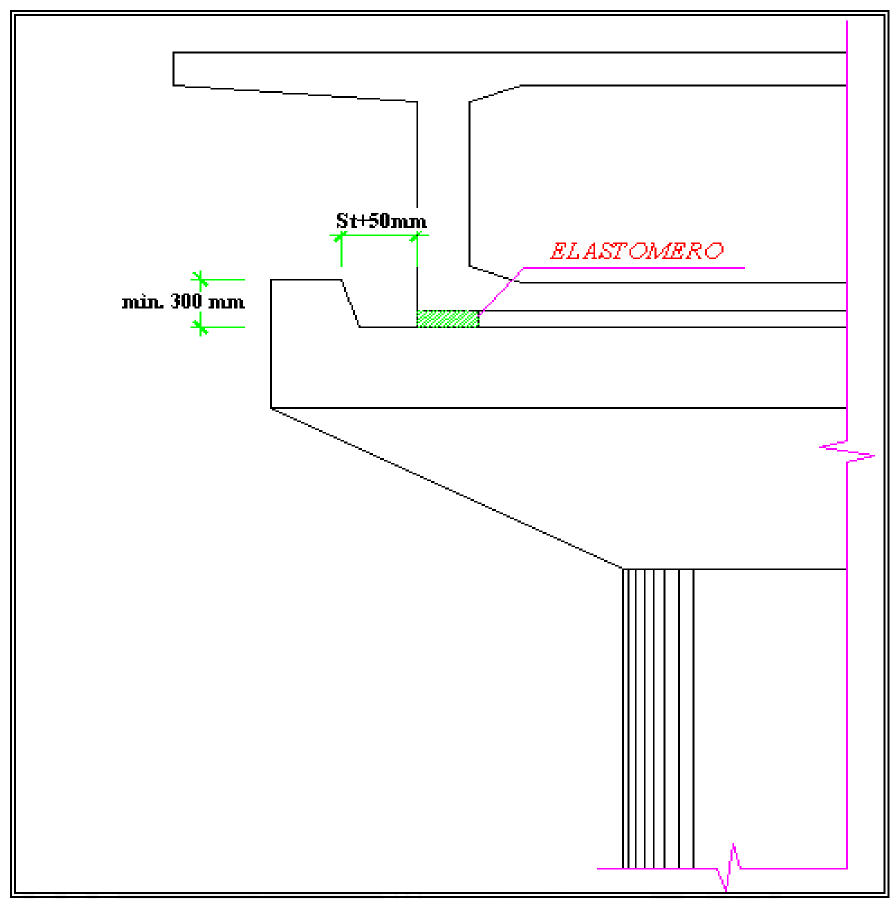


Figura Nº 5.9. Dimensión mínima y separación de superestructura de tope transversal.

Para el diseño de los topes transversales, se considerará la cuarta parte de la fuerza sísmica horizontal que actúa en sentido transversal en los extremos de ambos tramos. Se deberá tener una separación entre los topes y la superestructura igual al desplazamiento sísmico transversal, S_t más 50 mm (ver Figura Nº 5.9).

El diseño de los topes transversales deberá que ser lo suficientemente dúctil para poder evitar la caída de la superestructura.

5.13. Direcciones actuantes de las fuerzas de inercia

La posición actuante de la fuerza de inercia en una superestructura debe ser el centro de gravedad de ésta, como lo muestra la figura Nº 5.10, pero la posición actuante de la fuerza de inercia de una





superestructura en el diseño de una subestructura, debe ser en la parte superior del pilar como se muestra en la figura Nº 5.11, considerando el mecanismo de transmisión de fuerza inercial y la conveniencia de diseño.

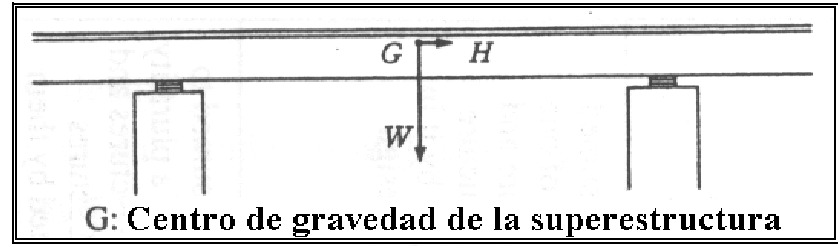


Figura Nº 5.10. Posición en la cual actúan las fuerzas de inercia en una superestructura.

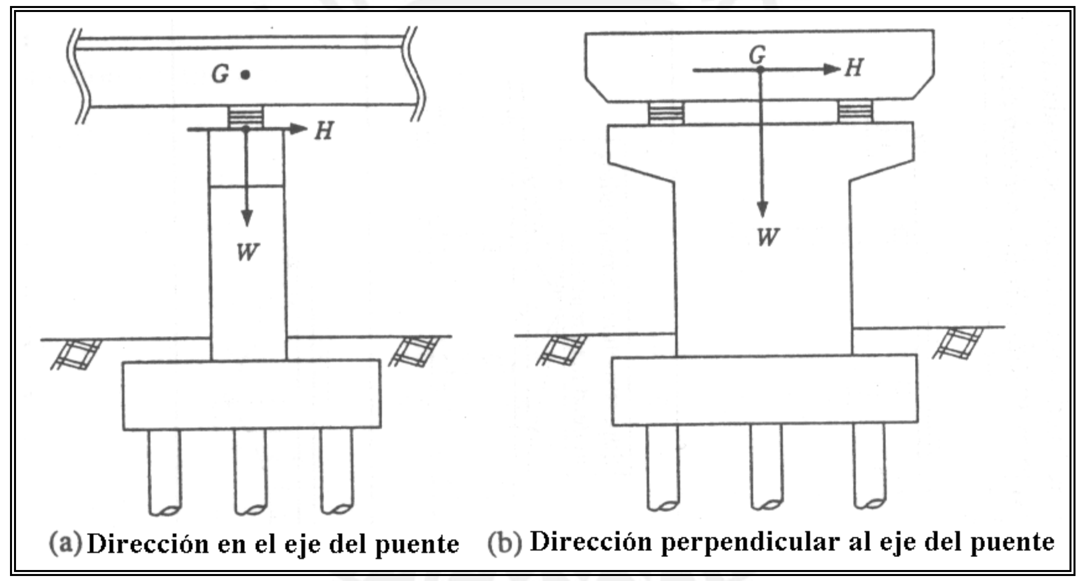


Figura Nº 5.11. Posición en la cual la fuerza de inercia de una superestructura actúa en el diseño de una subestructura.

En la dirección del eje del puente, generalmente, desde que un soporte permite la rotación de una viga, la posición actuante de la fuerza de inercia de una superestructura hacia la subestructura, puede ser el centro de gravedad del soporte (Figura Nº 5.11a), pero en el diseño sísmico de la subestructura de un puente en general, la influencia de la altura del apoyo es relativamente pequeña, la posición actuante puede ser la cara inferior del soporte por conveniencia de diseño.



En la dirección perpendicular al eje del puente, la posición actuante de la fuerza de inercia de una superestructura es su centro de gravedad G, como lo muestra la figura Nº 5.11b. Así, en el diseño de la subestructura, como lo muestra la figura Nº 5.12, el momento M actúa en la parte superior de la subestructura, en adición a la fuerza horizontal H y la fuerza vertical W.

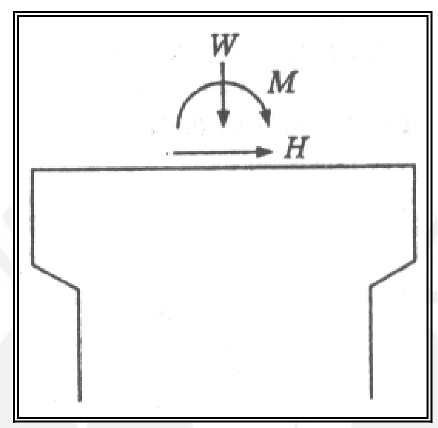


Figura Nº 5.12. Cargas actuantes en la parte superior de la subestructura (Dirección perpendicular al eje del puente).



CAPÍTULO VI

APLICACIÓN A UN CASO PRÁCTICO

En este capítulo se considera un caso práctico de análisis sísmico a un puente continuo de 75 m de luz. El proyecto es un puente carretero inter-rural de dos vías, con un tráfico medio, se considera como un puente común de 50 años de vida útil; además el camión de diseño, que circula sobre el puente, es un HS20-44. La información que se muestra ha sido estudiada, basada en estudios de topografía, hidrología, socavación y evaluación del punto de cruce del puente.

Primeramente, se determinarán las características generales de éste, para posteriormente pasar a un estudio resumido del peligro sísmico, de la amplificación sísmica y determinar la respuesta del puente. Luego se aplicará la propuesta de norma de puentes ante eventos sísmicos que se presentó en el capítulo V. Así mismo, se discutirá algunas características que afectan al diseño.

6.1. Características generales del proyecto

6.1.1. Ubicación política y geográfica

El proyecto en su totalidad, se encuentra en el departamento de Arequipa, provincia de Caylloma, en el distrito de Tisco. La altura en la que se encuentra el proyecto del puente está entre las cotas de 3993 m.s.n.m. y 4005 m.s.n.m. El puente cruza el río Colca, el cual tiene un ancho promedio en esta zona de 65 m a 85 m (ver figura Nº 6.1). El área del proyecto se encuentra geográficamente ubicada en las coordenadas siguientes:

15º15'30´´ y 15º15'32´´ de latitud sur

71º25'45´´ y 71º25'47´´ de longitud oeste





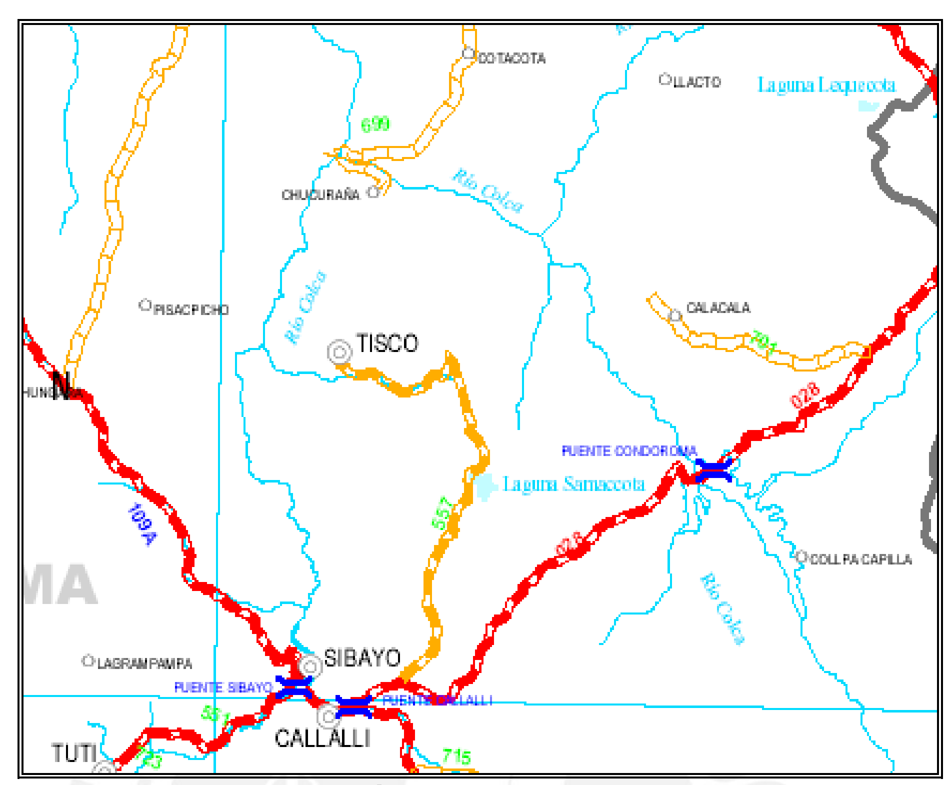


Figura Nº 6.1. Ubicación del Puente y accesos al proyecto.

6.1.2. Topografía

La topografía es ondulada en la parte donde se emplaza el puente, la pendiente de las laderas a la margen derecha es más elevada que el de la margen izquierda (ver Figura Nº 6.2).

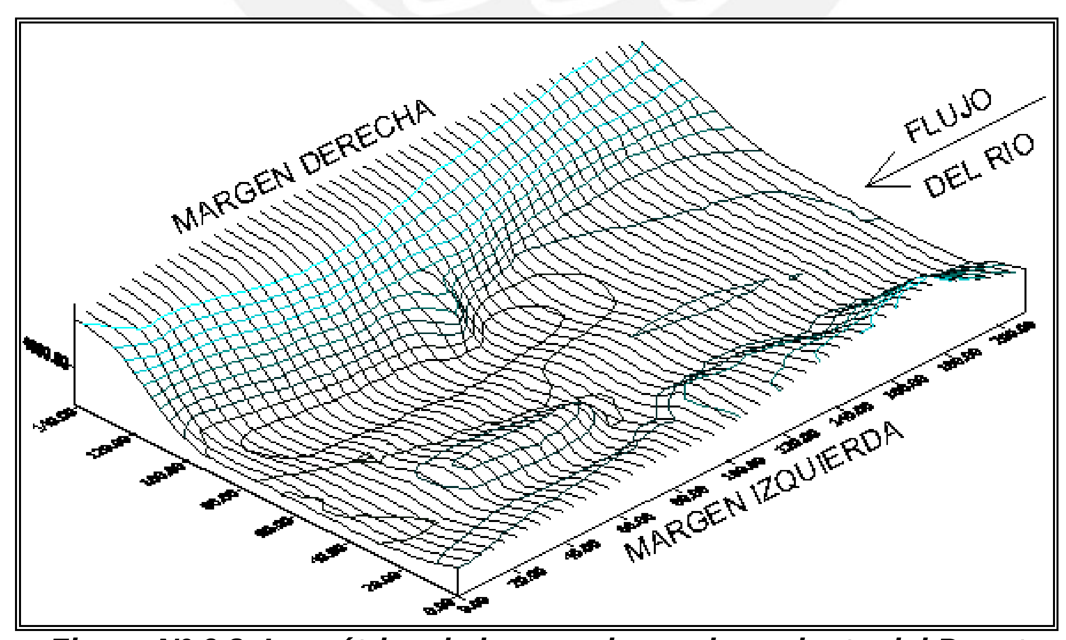


Figura Nº 6.2. Isométrica de la zona de emplazamiento del Puente.





En la figura N° 6.3 se muestra la sección transversal del cruce del puente sobre el río Colca.

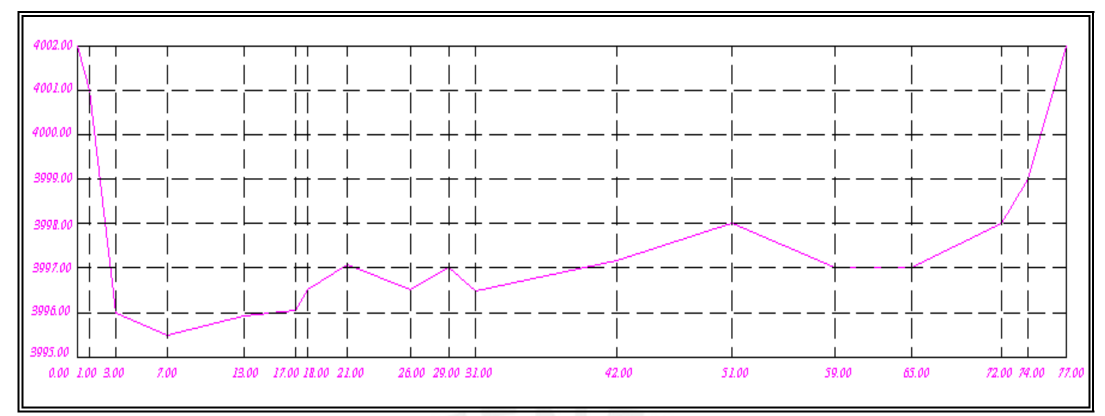


Figura Nº 6.3. Sección Transversal del eje del puente.

6.1.3. Geología

Geológicamente la zona en estudio está conformada por tobas de bloques con lavas andesíticas y algunos sedimentos tobáceos lacustres con una profundidad que llegan hasta los 700 metros, esto significa que son recubrimientos de bloques de tipo calizo, poroso, frágil y medianamente ligero, y que con el tiempo pueden constituir capas rocosas (ver Figura N° 6.4).

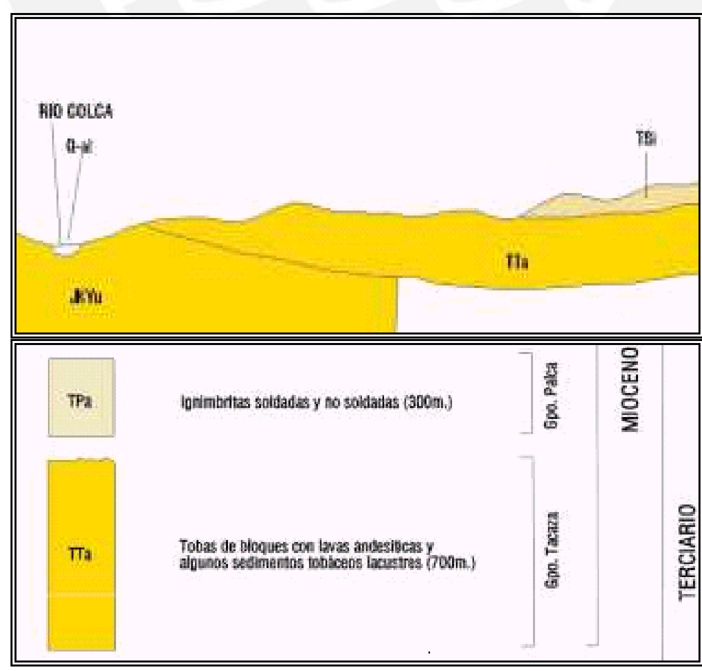


Figura Nº 6.4. Perfil geológico de la zona del proyecto. Fuente Gráfica INGEMMET (1998).





6.1.4. Geotecnia

La capacidad portante última a la profundidad de cimentación del estribo Df=375 cm es de 167 Tn/m^2, y del pilar Df=430 cm es de 226 Tn/m^2. Los tipos de suelos alrededor de este puente son arena y grava pobremente gradadas.

6.1.5. Hidrología y socavación

Teniendo las características geomorfológicas de la cuenca del río Colca, se puede determinar el caudal máximo de diseño, parámetro importante para poder determinar la altura adecuada de la subestructura del puente y a qué altura debe ir la superestructura, esto influye en forma importante en el análisis sísmico de un puente. En el Perú se cuenta con escasa información hidrológica y se suele utilizar hidrogramas unitarios [Ref. 47 y 48], para calcular el caudal máximo (ver figura Nº 6.5). Para este caso particular se tiene un caudal de 1036 m^3/s.

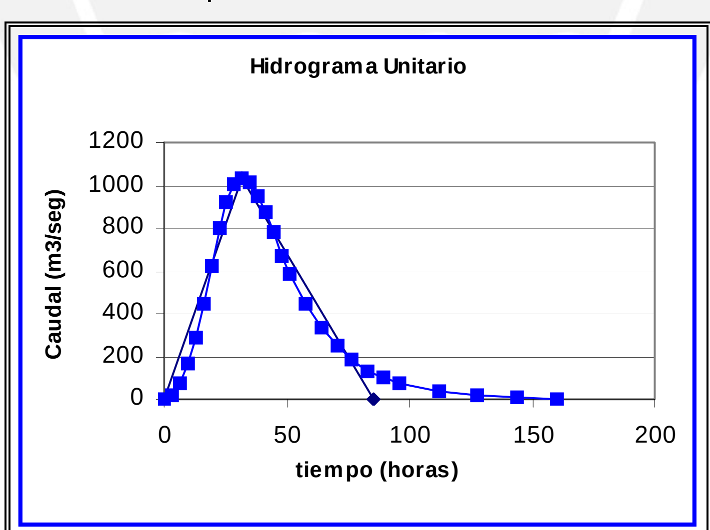


Figura Nº 6.5. Hidrograma Unitario Triangular de Mockus y de la SCS(Soil Conservation Service)- [Ref. 47 y 48].

Analizando la curva de descarga [Ref. 48], se tiene que la altura a la que debe estar la superestructura será sobre los 4000 m.s.n.m. (ver Figura Nº 6.6)





El nivel de socavación se determina en forma manual con el Método de Lischtvan-Levediev [Ref. 49], la formulación de Laursen [Ref. 30 y 50] y la formulación de Froehlich [Ref. 30 y 51], para la socavación general, por contracción y la local respectivamente(ver Tabla Nº 6.1).

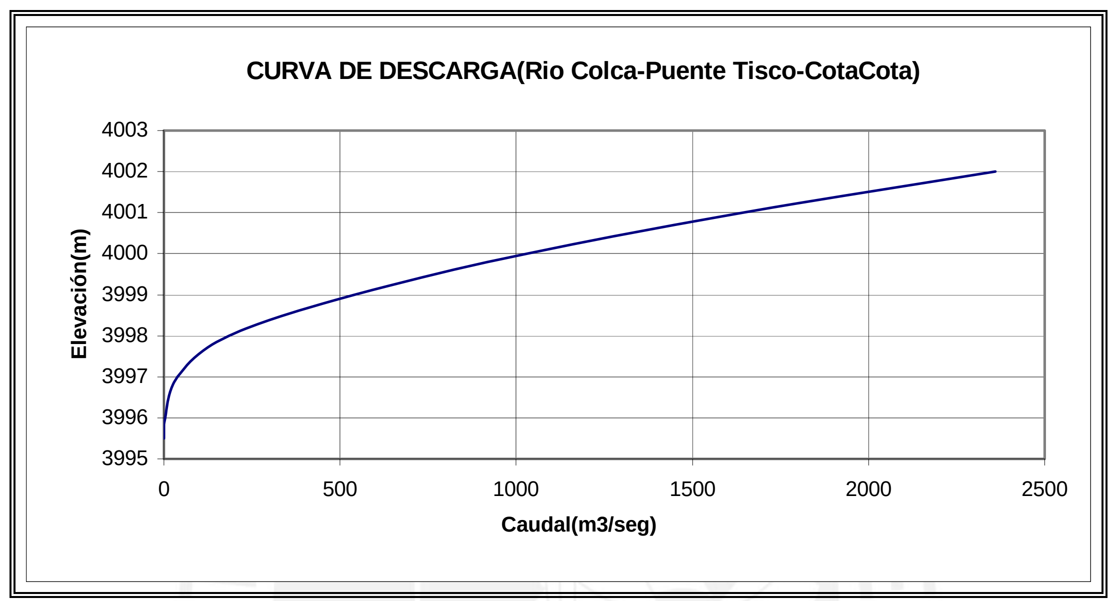


Figura Nº 6.6. Curva de Descarga.

Tabla Nº 6.1.Resumen de profundidades de socavación y profundidad propuesta

Mét. de Evaluación	Socavación del Pilar	Socavación del Estribo
Manual	ytotal=1.92+0.64+1.53=4.09	ytotal=0.96+0.64+2.08=3.68
HEC(computarizado)	ytotal=1.92+2.73=4.65	Ytotal=0.96+3.00=3.96
Propuesta(Estimado)	**ytotal=4.30 m**	**ytotal=3.75 m**

En la tabla Nº 6.1, se muestra los resultados del análisis de socavación en forma manual y computarizada con el Programa HEC-RAS [Ref. 30]. Se observa que los resultados son muy similares, al final se considera un estimado promedio.

6.1.6. Peligro Sísmico

En este estudio se presenta los resultados de un análisis de peligro sísmico. Para mayor información se puede consultar la





bibliografía que se encuentra al final de este estudio [Referencias 17, 18 y 19], que han permitido obtener estos resultados.

En la zona costera de Arequipa se ha observado un proceso de subducción, este es mostrado en la Figura Nº 6.7. Este proceso de subducción genera a distintas profundidades, focos sísmicos que producen movimientos telúricos en la superficie de la corteza de distintas magnitudes e intensidades. En este acápite se evalúa la aceleración máxima en roca de acuerdo a la sismicidad local, empleando el programa RISK [Ref. 23].

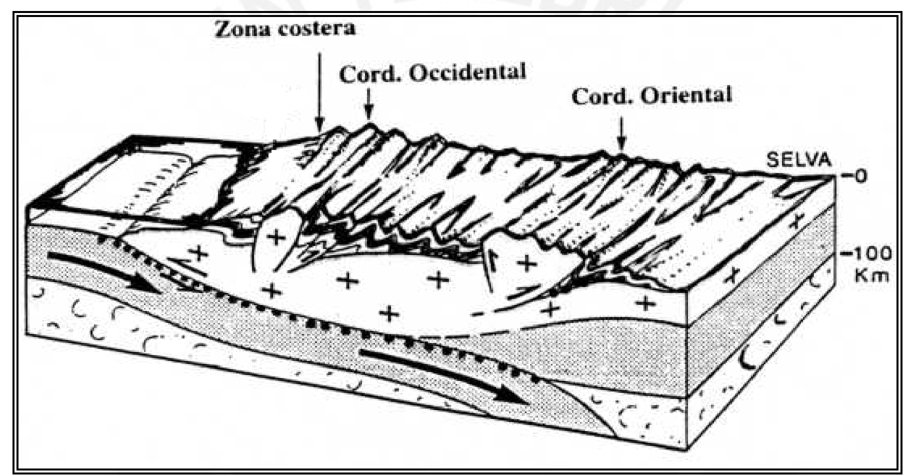


Figura Nº 6.7. Unidades estructurales formadas por el proceso de subducción de la placa de Nazca.

Se han utilizado las fuentes sismogénicas propuestas por Casaverde y Vargas [Ref. 22], en la figura Nº 6.8, solo se muestra las fuentes de subducción intermedia y profunda; luego se determinan las curvas de recurrencia que son la información estadística de cada fuente. Esta se determina usando la expresión de Gutenberg y Richter: LogN=a–bM. Posteriormente, se utiliza las leyes de atenuación de Casaverde y Vargas [Ref. 22], basada en registros de acelerógrafos de las componentes horizontales de diez sismos registrados en Lima y alrededores. Finalmente, se calcula el peligro sísmico utilizando el programa de cómputo RISK [Ref. 23].



FUENTES DE SUBDUCCION INTERMEDIA Y PROFUNDA

Peligro Sísmico para el Perú – José Alberto Acero Martínez

Figura Nº 6.8. Fuentes de subducción intermedia (71-300 km) y profunda (301-700 km).

Así, para un tiempo de exposición de 50 años con un periodo de retorno de 475 años, obtenemos 10% de riesgo, valor que para edificaciones comunes es usual considerar. Para el puente Tisco-CotaCota(Arequipa), se tiene las siguientes coordenadas -71.42º y -15.25º , obteniendo los resultados mostrados en la Tabla Nº 6.2 y la Figura Nº 6.9.



Tabla Nº 6.2. Aceleraciones máximas esperadas

Periodos de Retorno	Aceleraciones	
(Años)	cm/seg2	%g
30	187.24	0.19
50	209.54	0.21
100	244.18	0.25
200	284.55	0.29
475	343.63	0.35
1000	403.43	0.41

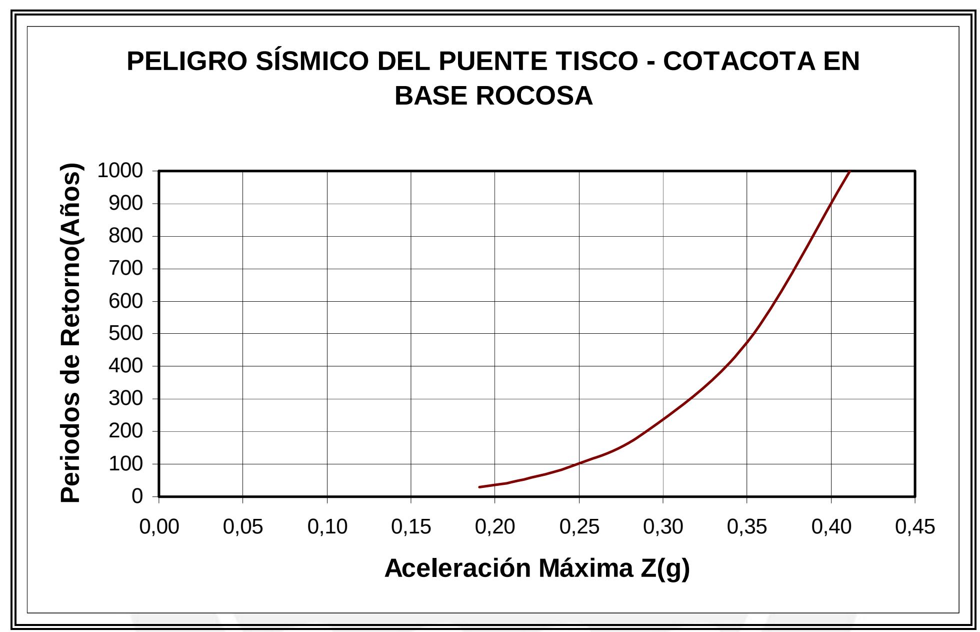


Figura Nº 6.9. Curva de Peligro Sísmico para el puente Tisco – CotaCota.

Se puede observar que para un periodo de retorno de 475 años, lo que equivale a una vida útil de la estructura de 50 y 10% de excedencia anual, se obtiene un valor de aceleración de 0.35g (ver Fig. Nº 6.9). Finalmente, se considerará un Z igual a 0.4, valor de la norma E.030 [Ref. 5], ligeramente mayor y conservador.

6.1.7. Amplificación sísmica

Para la zona elegida, se ha dividido en 10 estratos, con propiedades dinámicas mostradas en las figuras Nº 6.10 y 6.11, según la metodología de Seed [Ref. 24], para suelos conformados por gravas.





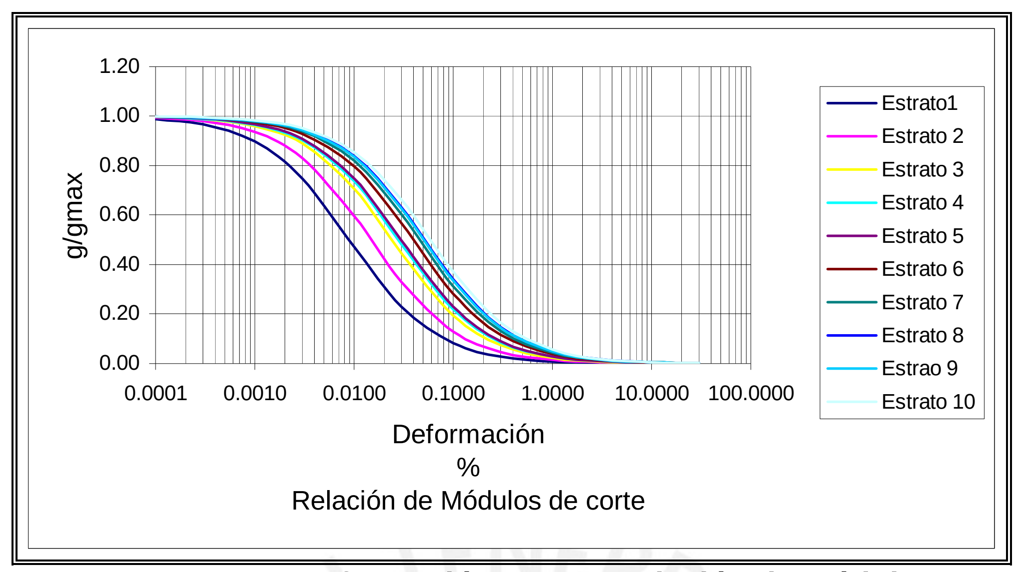


Figura Nº 6.10. Curva Deformación versus Relación de módulo cortante.

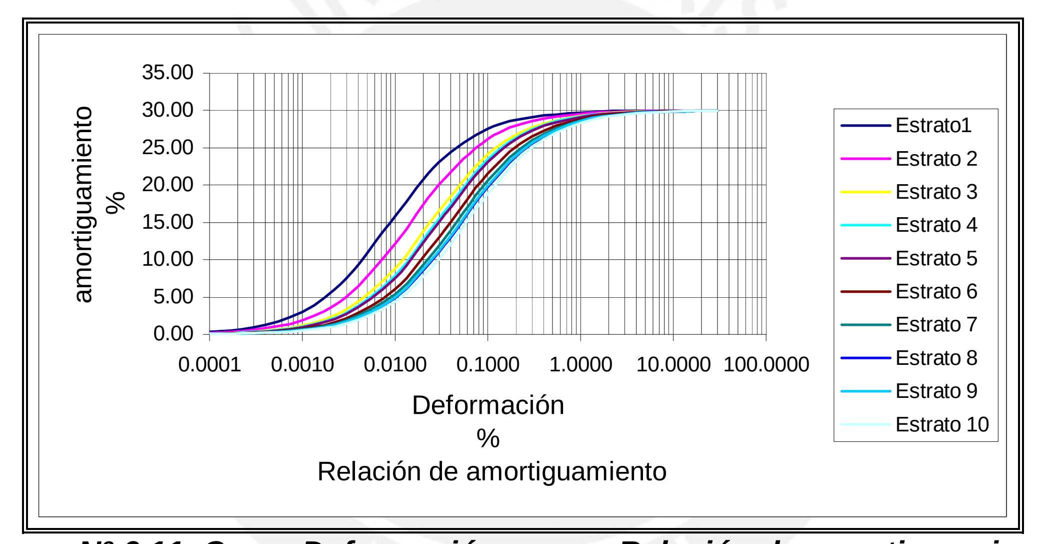


Figura Nº 6.11. Curva Deformación versus Relación de amortiguamiento.

Los módulos de corte y relaciones de amortiguamiento se han calculado con las ecuaciones (6.1) @ (6.6).

$$G = 6900K_2\,(\sigma m)^{0.5} \tag{6.1}$$

$$G = G_{máx}/(1 + \gamma/\gamma r) \tag{6.2}$$

$$\gamma r = \tau_{máx}/G_{máx} \tag{6.3}$$

$$G_{\max} = \frac{\gamma}{g} Vs^2 \tag{6.4}$$

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{1+ko}{2} * \sigma_v \sin\varphi + C\cos\varphi\right)^2 - \left(\frac{1-ko}{2}\sigma_v\right)^2} \tag{6.5}$$



$$\lambda = \frac{\lambda_{max} \dfrac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \dfrac{\gamma}{\gamma_r}} \qquad (6.6)$$

Donde:

K_2 = constante que depende del tipo de suelo

G = módulo de corte en N/m^2

$G_{máx}$ = módulo de corte máximo en N/m^2

γ_r = distorsión angular

σ_m = esfuerzo promedio en N/m^2

λ = relación de amortiguamientos

λ_{max} = la máxima relación de amortiguamientos

Vs = velocidad de onda de corte en m/s

ko = coeficiente de esfuerzo lateral

σv = Esfuerzo vertical

Procesando esta información en el programa Shake [Ref. 45], se tiene el espectro en superficie y un S=1.12 (Figura Nº 6.12). Se consideró el registro del 3 de Octubre del 1974, por tener un promedio de PGA (aceleración pico del suelo), de los 6 registros considerados por la norma E.030 [Ref. 5].

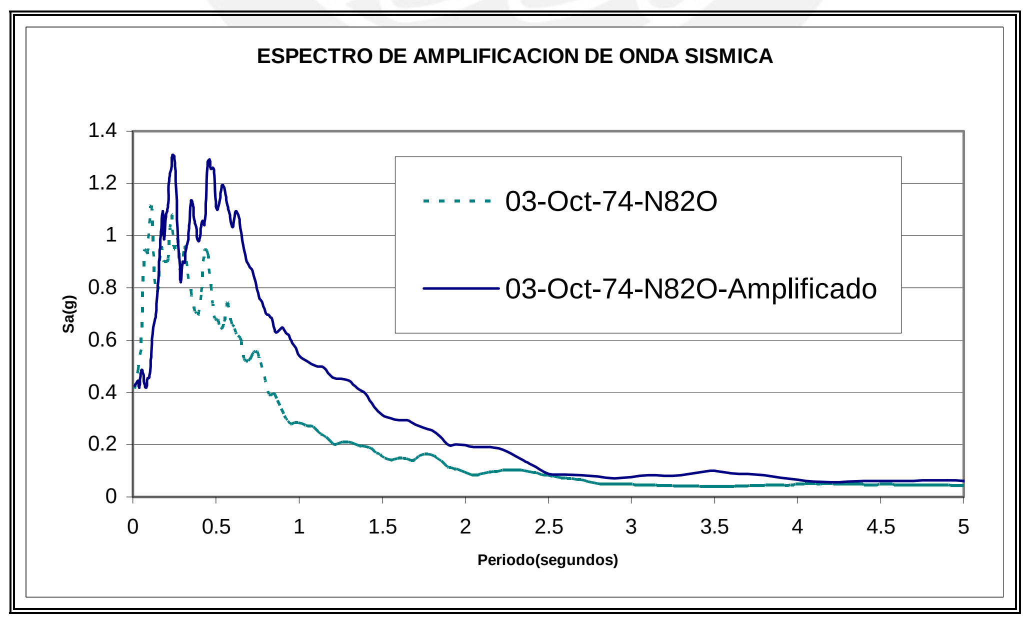


Figura Nº 6.12. Espectro de amplificación de onda sísmica de un sismo peruano (03-10-1974).



6.2. Características geométricas del puente

La PCA [Ref. 28] y las referencias 12 y 13, indican que para que un puente de tres tramos tenga longitudes óptimas, el tramo central debe ser 1.26 veces la longitud de los tramos laterales. Entonces, si tenemos un puente de 75m, las dimensiones de los tramos serán 23m y 29m, mostrados en la figura Nº 6.13. La dimensión de la subestructura depende entre otros factores de las condiciones hidrológicas, del tipo de suelo y de la socavación. Basados en la Figura Nº 6.3 y en la tabla Nº 6.1, se puede determinar que el pilar puede tener una altura de 8 m(Ver figura Nº 6.13).

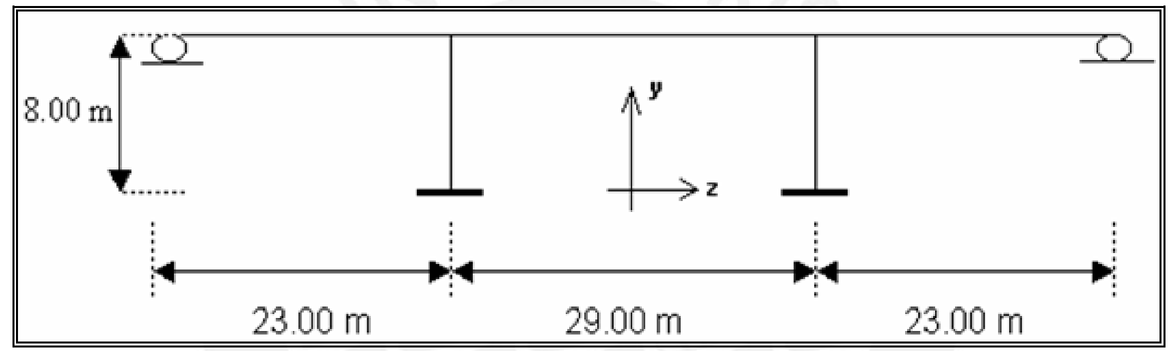


Figura Nº 6.13. Geometría general del puente.

6.2.1. Dimensionamiento de la superestructura

Se ha dimensionado el puente cajón de concreto armado, de acuerdo a lo recomendado por la AASHTO-LRFD [Ref. 2], la PCA [Ref. 28] y las referencias 12, 13 y 14 (Ver Figura Nº 6.14).

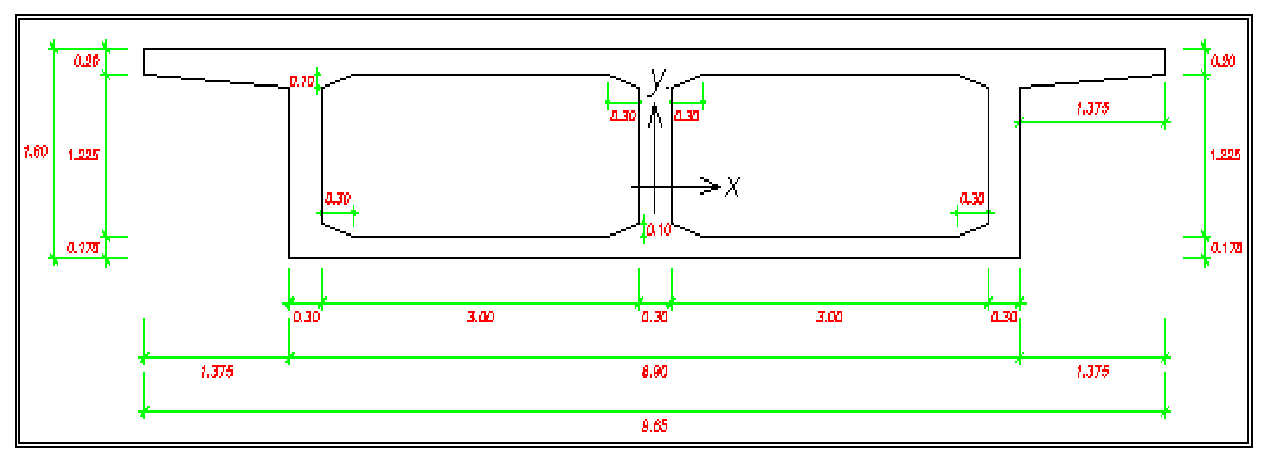


Figura Nº 6.14. Sección Transversal de la superestructura del puente.





Las propiedades geométricas de la superestructura son:

Área de la sección(A):

$$A := 6.9 \cdot 1.6 - 2 \cdot 3 \cdot 1.225 + 8 \cdot \frac{0.3 \cdot 0.1}{2} + 2 \cdot 1.375 \cdot 0.2 + 2 \cdot \frac{1.375 \cdot 0.1}{2}$$

$$A = 4.4975 \quad m^2$$

Centroide de la sección, con respecto a la base de la losa inferior:

$$y := \frac{6.9 \cdot 1.6 \cdot 0.8 - 2 \cdot 3 \cdot 1.225 \cdot 0.7875 + 4 \cdot \frac{0.3 \cdot 0.1 \cdot 0.20833}{2} + 4 \cdot \frac{0.3 \cdot 0.1 \cdot 1.3667}{2} + 2 \cdot 1.375 \cdot 0.2 \cdot 1.5 + 2 \cdot \frac{1.375 \cdot 0.1}{2} \cdot 1.3667}{6.9 \cdot 1.6 - 2 \cdot 3 \cdot 1.225 + 8 \cdot \frac{0.3 \cdot 0.1}{2} + 2 \cdot 1.375 \cdot 0.2 + 2 \cdot \frac{1.375 \cdot 0.1}{2}}$$

$$y = 0.923 \ m$$

Inercia de la sección con respecto al eje centroidal x (Ix):

$$Ix := \frac{6.9 \cdot 1.6^3}{12} + 6.9 \cdot 1.6 \cdot 0.1^2 - \frac{6 \cdot 1.2^3}{12} - 6 \cdot 1.2 \cdot 0.1^2 + 4 \cdot \frac{0.3 \cdot 0.1^3}{36} + \frac{4 \cdot 0.3 \cdot 0.1 \cdot 0.6667^2}{2} + 4 \cdot \frac{0.3 \cdot 0.}{36}$$

$$\frac{4 \cdot 0.3 \cdot 0.1 \cdot 0.4667^2}{2} + 2 \cdot \frac{1.375 \cdot 0.2^3}{12} + 2 \cdot 1.375 \cdot 0.2 \cdot 0.6^2 + 2 \cdot \frac{1.375 \cdot 0.1^3}{36} + 2 \cdot \frac{1.375 \cdot 0.1}{2} \cdot 0.4667^2$$

$$Ix := 1.799 \quad m^4$$

Inercia de la sección con respecto al eje centroidal y (Iy):

$$Iy := \frac{1.6 \cdot 6.9^3}{12} - 2 \cdot \frac{1.2 \cdot 3^3}{12} - 2 \cdot 1.2 \cdot 3 \cdot 1.65^2 + 4 \cdot \frac{0.1 \cdot 0.3^3}{36} + 4 \cdot \frac{0.1 \cdot 0.3 \cdot 0.25^2}{2} + 4 \cdot \frac{0.1 \cdot 0.3^3}{36} + 4 \cdot \frac{0.1 \cdot 0.3 \cdot 3}{2}$$

$$2 \cdot \frac{0.2 \cdot 1.375^3}{12} + 2 \cdot 0.2 \cdot 1.375 \cdot 4.1375^2 + 2 \cdot \frac{0.1 \cdot 1.375^3}{36} + 2 \cdot \frac{0.1 \cdot 1.375 \cdot 3.9083^2}{2}$$

$$Iy := 30.978 m^4$$

Constante torsional (J):

Para el cálculo de la constante torsional de una sección multicelular, se puede aplicar el método de Saint Venant o el método de la analogía de la membrana, las cuales indican que el giro de torsión por unidad de longitud es común en toda la sección (Figura Nº 6.15). Esta se calcula para cada celda con la ecuación (6.7a), o en forma más simple con la ecuación (6.7b), [Referencias 42, 43 y 44].



$$\theta_i = \frac{T}{G \cdot J} = \frac{1}{2 \cdot G \cdot A_i} \cdot \oint_{li} \frac{q_i - q'}{t} dl \qquad (6.7a)$$

$$\theta_i = \frac{T}{G \cdot J} = \frac{1}{2 \cdot G \cdot A_i} \cdot \left[\frac{q_i \cdot l_i}{t_i} + \frac{(q_i - q_{i\pm1})}{t_{común}} \cdot l_{común} \right] \qquad (6.7b)$$

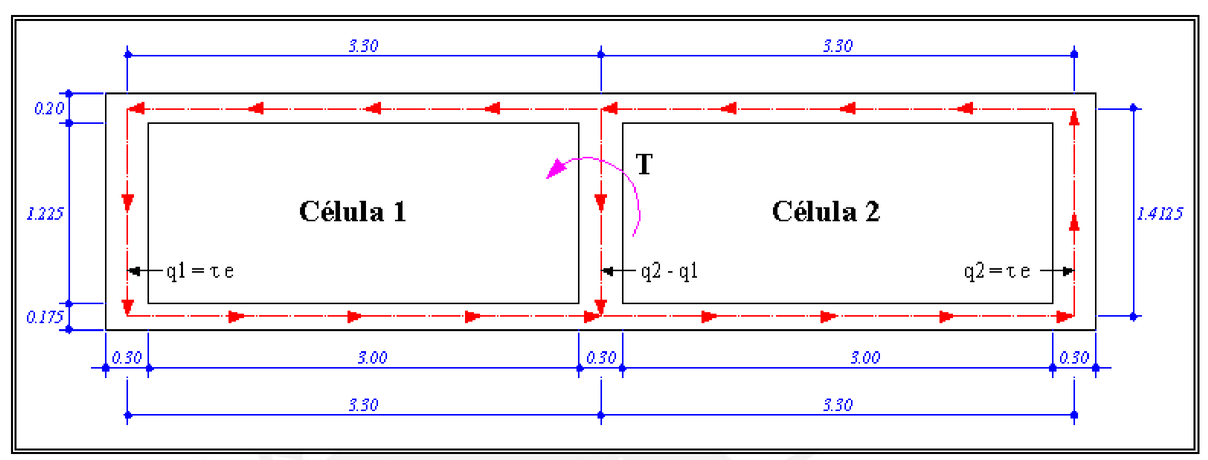


Figura Nº 6.15. Distribución de flujo de corte en sección transversal.

Donde:

θi = giro de la célula “i”.

T = momento torsor.

G = módulo de corte.

Ai = área encerrada en la celda “i”.

qi = el flujo de corte en el panel estudiado.

q´ = el flujo de corte en el panel adyacente.

t = espesor del tramo dl.

li = perímetro del agujero “i”.

Se calcula el flujo de corte para cada celda en función de T/J. Finalmente, el torsor final se obtiene por equilibrio con la ecuación (6.8), y se despeja de ahí la constante torsional:

$$T = 2 \cdot \sum A_i \cdot q_i \qquad (6.8)$$

Aplicando la ecuación (6.7b), a la Célula 1, se tiene la ecuación (6.9a):



$$\frac{T}{J} = \frac{1}{2\cdot(3.30\times1.4125)}\left[\frac{q_1\cdot(2\times3.30+1.4125)}{0.175}+\frac{(q_1-q_2)\cdot1.4125}{0.30}\right]$$

$$\frac{T}{J} = \frac{1}{9.3225}\left[45.786\cdot q_1 + 4.708\cdot q_1 - 4.708\cdot q_2\right]$$

$$50.494\cdot q_1 - 4.708\cdot q_2 = 9.3225\cdot\left(\frac{T}{J}\right) \tag{6.9a}$$

De la misma forma aplicando a la Célula 2, se tiene la ecuación (6.9b):

$$\frac{T}{J} = \frac{1}{2\cdot(3.30\times1.4125)}\left[\frac{q_2\cdot(2\times3.30+1.4125)}{0.175}+\frac{(q_2-q_1)\cdot1.4125}{0.30}\right]$$

$$\frac{T}{J} = \frac{1}{9.3225}\left[45.786\cdot q_2 + 4.708\cdot q_2 - 4.708\cdot q_1\right]$$

$$50.494\cdot q_2 - 4.708\cdot q_1 = 9.3225\cdot\left(\frac{T}{J}\right) \tag{6.9b}$$

Resolviendo las ecuaciones 6.9a y 6.9b, se obtiene el flujo de corte en cada celda:

$$q_1 = 0.20361\cdot\left(\frac{T}{J}\right)$$

$$q_2 = 0.20361\cdot\left(\frac{T}{J}\right)$$

Compatibilizando $q_1 = q_2$ (Ok por simetría)

Aplicando la ecuación (6.8), se obtiene:

$$T = 2\cdot A_{m1}\cdot q_1 + 2\cdot A_{m2}\cdot q_1$$

Además se tiene que:

$$A_{m1} = A_{m2}$$

Entonces:

$$T = 4\cdot A_{m1}\cdot q_1 = 4\cdot(9.3225)\cdot\left(0.20361\cdot\frac{T}{J}\right)$$

Con lo cual se obtiene la constante torsional:

$$J = 7.5926\,\mathrm{m}^4$$





Área de corte en la dirección y (Avy):

Se considera el área del alma de la sección en esta dirección.

$$Avy := 3 \cdot 0.3 \cdot 1.6$$
$$Avy = 1.44 \quad m^2$$

Área de corte en la dirección x (Avx):

Se considera el área de las losas de la sección en esta dirección.

$$Avx := 6.9 \cdot (0.175 + 0.2)$$
$$Avx = 2.588 \ \ m^2$$

6.2.2. Dimensionamiento de la subestructura

Para que no exista una socavación excesiva, se recomienda un pilar tipo muro, con una forma hidrodinámica como lo muestra la figura Nº 6.16. Un aspecto importante es que al aumentar la socavación, aumenta la profundidad del pilar y de la cimentación; por tanto, se incrementa la respuesta estructural del sistema.

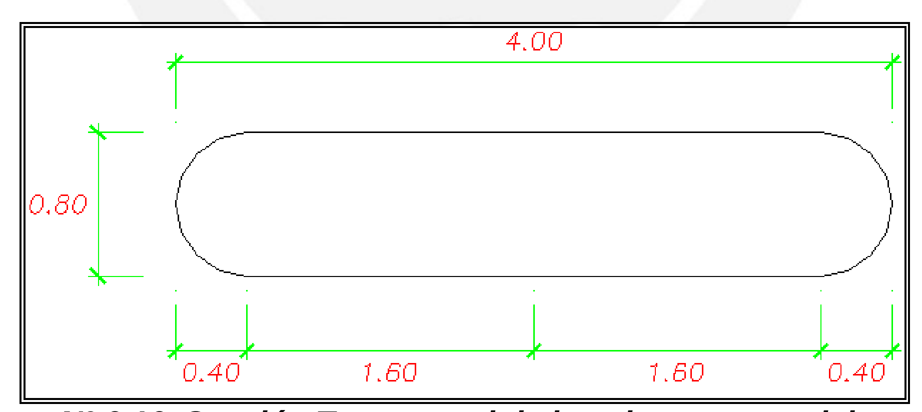


Figura Nº 6.16. Sección Transversal de la subestructura del puente.

En la subestructura se consideran 2 pilares solamente, los estribos no se están considerando por simplicidad. Las propiedades geométricas de los pilares, considerándolos como una sección rectangular de 0.80mx4.00m son:



$A=3.2\ m^2$.

$J=0.5967\ m^4$.

$Ix=0.1707\ m^4$.

$Iy=4.2667\ m^4$.

$Avx=2.667\ m^2$.

$Avy=2.667\ m^2$.

6.3. Consideraciones tomadas para el análisis sísmico del puente

Aplicando la propuesta de norma del capítulo V, se tiene:

6.3.1. Zonificación sísmica

Según el mapa de zonificación sísmica nuestro puente se encuentra en la zona 3, al cual le corresponde un Z=0.4. En la acápite 6.1.6, se efectuó un estudio de zonificación con el programa RISK, dándonos un valor de Z=0.35. Finalmente, se considerará un Z=0.4.

6.3.2. Clasificación por importancia

En el Perú es usual considerar que una estructura tiene un tiempo de vida útil de 50 años para un porcentaje del 10% de excedencia anual, equivalente a 475 años de periodo de retorno. Basado en ello se considerará que el puente es del tipo esencial.

6.3.3. Efectos de sitio

Se considera un perfil de suelo S2, con lo cual Tp=0.6 segundos y S=1.2, debido a las condiciones geológicas y propiedades físico - mecánicas del suelo.





6.3.4. Regularidad del puente

Por las características geométricas, este puente clasifica como un puente regular.

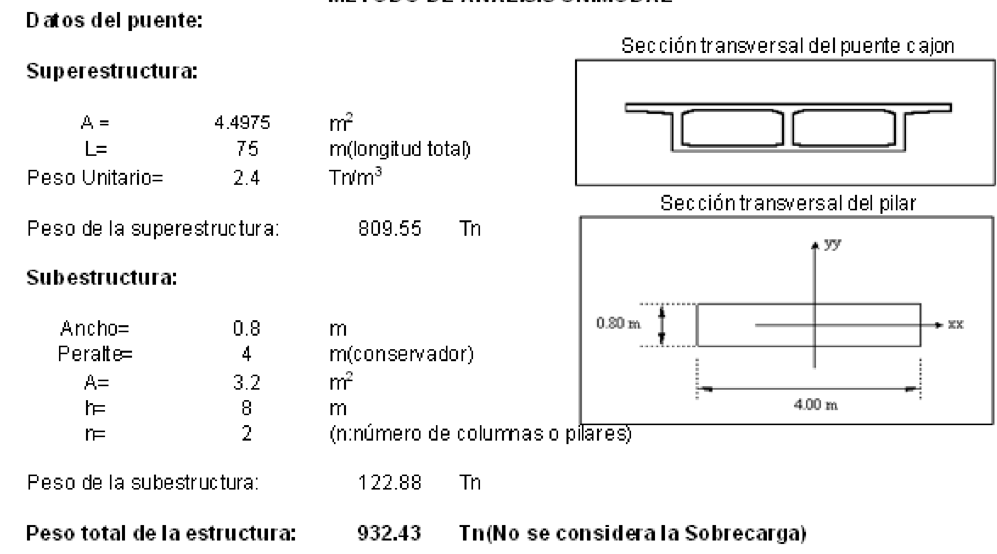
6.3.5. Elección y aplicación del métodos de análisis

Con todas las consideraciones anteriores, se puede determinar que el requerimiento mínimo de análisis para efectos sísmicos es el método de Análisis Espectral Multimodal(MEM). Para efectos comparativos, se evaluarán además el Método de análisis espectral Unimodal(MEU) y el Método de análisis Tiempo – Historia(MTH)

6.3.6. Análisis espectral Unimodal(MEU)

6.3.6.1. Análisis computacional

Las direcciones consideradas fueron tomadas de las figuras Nº 6.13 y 6.14. El análisis se efectuó en EXCEL.



MÉTODO DE ANÁLISIS UNIMODAL

Datos del puente:

Superestructura:

A =	4.4975	m^2
L=	75	m(longitud total)
Peso Unitario=	2.4	Tn/m^3

Peso de la superestructura: 809.55 Tn

Subestructura:

Ancho=	0.8	m
Peralte=	4	m(conservador)
A=	3.2	m^2
h=	8	m
n=	2	(n:número de columnas o pilares)

Peso de la subestructura: 122.88 Tn

Peso total de la estructura: 932.43 Tn(No se considera la Sobrecarga)

Características de la superestructura y subestructura (columna o pilar)

f´c=	280	kg/m^2
E=	251000.00	kg/m^2
Ixx=	0.171	m^4
Iyy=	4.267	m^4



Asumiendo losa infinitamente rígida: $k=n\cdot 12\cdot E\cdot I/H^3$
(n:número de columnas o pilares)

Las rigideces son las siguientes:

kxx=	20119.22	Tn/m
kyy=	502039.22	Tn/m

Coeficiente de Aceleración:

Aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años

Z= 0.4

Coeficiente de Sitio:

S2= 1.2
Tp= 0.6

Clasificación por importancia:

1 Puentes críticos
2 Puentes Esenciales
3 Otros puentes

I= 2

Cálculo de los desplazamientos estáticos debido a una carga de Po=1 Tn/m

Po= 1 Tn/m

Us(x)=	0.0037278	m	Us(y)=	0.0001494	m
Us(x)=	0.37278	cm	Us(y)=	0.01494	cm

Cálculo de ws : peso de la superestructura y subestructura en unidades de Fuerza/longitud

wx=	12.4324	Tn/m	wy=	12.4324	Tn/m

Cálculo de α, β, γ en ambas direcciones:

αx=	0.279585	m^2	αy=	0.011205	m^2
βx=	3.47591255	Tn.m	βy=	0.13930504	Tn.m
γx=	0.01295751	$Tn\cdot m^2$	γy=	0.00002081	$Tn\cdot m^2$

Cálculo del periodo fundamental:

Tx=	0.4319	segundos
Ty=	0.0865	segundos

Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica estática: $C = 2.5\cdot\left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.5$

C(x)=	3.47	C(x)=	2.50
C(y)=	17.34	C(y)=	2.50

Entonces

Cs(x)=	1.20
Cs(y)=	1.20

Cálculo de la fuerza estática equivalente Pe:

Pe(x)=	14.92	Tn/m	Pe(y)=	14.92	Tn/m
Ptotal(x)=	1118.93	Tn	Ptotal(y)=	1119.00	Tn
Utotal(x)=	0.0556	m	Utotal(y)=	0.0022	m

Los resultados de reacciones en los pilares y desplazamiento en la dirección horizontal son los mostrados en la Figura Nº 6.17.



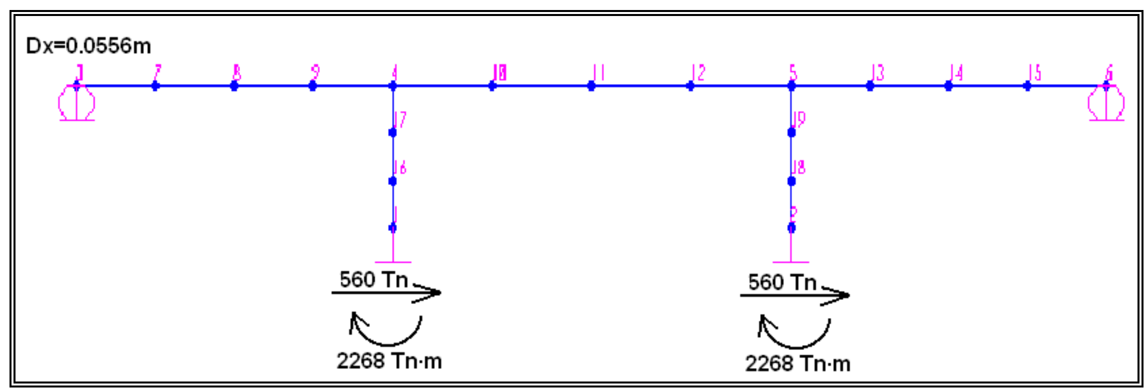


Figura Nº 6.17. Resultados del método espectral unimodal en “x”.

6.3.6.2. Determinación del periodo principal con el método de valores propios

Otra manera de encontrar los periodos de vibrar [Ref. 33], es resolver el problema de los valores y vectores propios, para ello se tiene la ecuación (6.1):

$$\left[K-\omega^{2}\cdot M\right]\phi=0 \qquad (6.1)$$

Como ϕ es la función de forma y ésta no puede ser cero, lo único que nos queda para no tener una solución trivial es que:

$$\left|K-\omega^{2}\cdot M\right|=0 \qquad (6.2)$$

Donde: [K]: es la matriz de rigidez.
[M]: es la matriz de masas.
ω: es la frecuencia natural.

a. Determinación de la matriz de rigidez:

Esta se determinará dando desplazamientos unitarios a cada grado de libertad, y restringiendo los que no son considerados (Figura Nº 6.20), se supondrá para el análisis que el pilar está unido rígidamente a la superestructura lo cual no es estrictamente cierto (se puede decir que es semirígido).



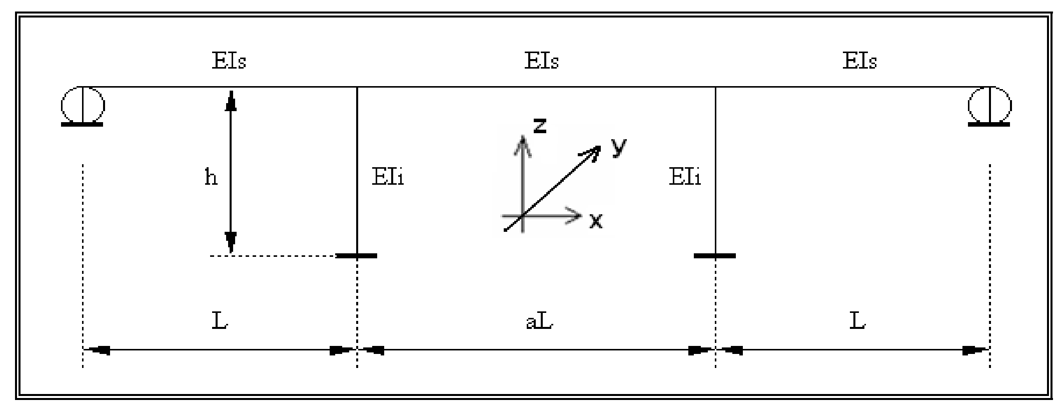


Figura 6.18. Geometría del puente a considerar en los análisis.

En la figura Nº 6.18, se muestra las dimensiones del puente, donde L=23 m, a=1.26, h=8 m, Is=momento de inercia de la superestructura, Ii= momento de inercia de la subestructura y E=módulo de elasticidad. Los grados de libertad a considerar son los mostrados en la figura Nº 6.19.

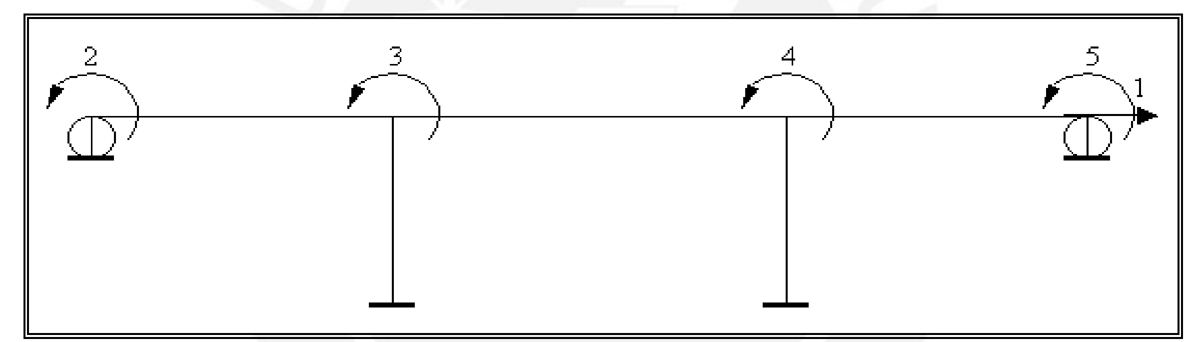


Figura 6.19. Grados de libertad del puente en estudio.

De la figura Nº 6.20 podemos determinar los coeficientes de rigidez, éstos se expresan a través de una matriz, a continuación mostrada:

$$K := \begin{bmatrix} \frac{24E \cdot Ii}{h^3} & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot Ii}{h^2} & \frac{6 \cdot E \cdot Ii}{h^2} & 0 \\ 0 & \frac{4 \cdot E \cdot Is}{L} & \frac{2 \cdot E \cdot Is}{L} & 0 & 0 \\ \frac{6 \cdot E \cdot Ii}{h^2} & \frac{2 \cdot E \cdot Is}{L} & \frac{4 \cdot E \cdot Is}{L} \cdot \left(1 + \frac{1}{a}\right) + \frac{4 \cdot E \cdot Ii}{h} & \frac{2 \cdot E \cdot Is}{a \cdot L} & 0 \\ \frac{6 \cdot E \cdot Ii}{h^2} & 0 & \frac{2 \cdot E \cdot Is}{a \cdot L} & \frac{4 \cdot E \cdot Is}{L} \cdot \left(1 + \frac{1}{a}\right) + \frac{4 \cdot E \cdot Ii}{h} & \frac{2 \cdot E \cdot Is}{L} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2 \cdot E \cdot Is}{L} & \frac{4 \cdot E \cdot Is}{L} \end{bmatrix}$$



D1=1, resto 0(cero)
D1

D2=1
D2=1, resto 0(cero)

D3=1, resto 0(cero)
D3=1

D4=1, resto 0(cero)
D4=1

D5=1, resto 0(cero)
D5=1

Figura 6.20. Desplazamientos unitarios en los grados de libertad.



Hay que notar que se despreció las deformaciones axiales debido a que las secciones de la superestructura y la infraestructura son relativamente grandes. Así mismo, se despreció las deformaciones de corte en el pilar, por motivos de simplicidad de cálculo, aunque por regla general, las deformaciones por corte llegan a ser importantes cuando la ecuación (6.3) se cumple.

$$\frac{M}{V} \leq 3 \cdot D \qquad (6.3)$$

Donde: D = peralte del pilar.

M, V = momento y cortante máximos en el pilar.

Si fuese necesario considerar las deformaciones por corte, entonces la rigidez traslacional de un pilar esbelto debe ser la indicada por la ecuación (6.4):

$$k = \frac{1}{\dfrac{H_e^3}{\alpha \cdot E \cdot I_e} + \dfrac{H_e}{A_{ve} \cdot G}} \qquad (6.4)$$

Donde E es el módulo de elasticidad, I_e el momento efectivo de inercia de la sección transversal, H_e la altura efectiva de la columna o muro, α representa las condiciones de borde, A_{ve} representa el área efectiva de corte y G el módulo de corte.

Utilizando la matriz anteriormente descrita y para los siguientes valores, se tiene:

$$E := 2510000 \quad Ii := 0.1707 \quad Is := 1.7993$$

$$L := 23 \quad h := 8 \quad a := 1.261$$

$$K = \begin{pmatrix} 2.008\times 10^4 & 0 & 4.017\times 10^4 & 4.017\times 10^4 & 0 \\ 0 & 7.854\times 10^5 & 3.927\times 10^5 & 0 & 0 \\ 4.017\times 10^4 & 3.927\times 10^5 & 1.623\times 10^6 & 3.114\times 10^5 & 0 \\ 4.017\times 10^4 & 0 & 3.114\times 10^5 & 1.623\times 10^6 & 3.927\times 10^5 \\ 0 & 0 & 0 & 3.927\times 10^5 & 7.854\times 10^5 \end{pmatrix}$$



Realizando la condensación de la matriz de rigidez, debido a que no puede darse rotaciones másicas en nudo, se condensará a masas laterales usando la ecuación (6.5).

$$Kc := Kxx - Kx\theta \cdot K\theta\theta^{-1} \cdot Kx\theta^{T} \qquad (6.5)$$

A continuación se muestra la condensación en la dirección “x”:

$$Kxx := \frac{24 \cdot E \cdot Ii}{h^3} \qquad Kxx = 2.0084\times 10^{4}$$

$$Kx\theta := \begin{pmatrix} 0 & \frac{6 \cdot E \cdot Ii}{h^2} & \frac{6 \cdot E \cdot Ii}{h^2} & 0 \end{pmatrix} \qquad Kx\theta = \begin{pmatrix} 0 & 4.0168\times 10^{4} & 4.0168\times 10^{4} & 0 \end{pmatrix}$$

$$K\theta\theta^{-1} = \begin{pmatrix} 1.4573\times 10^{-6} & -3.6815\times 10^{-7} & 8.0392\times 10^{-8} & -4.0196\times 10^{-8} \\ -3.6815\times 10^{-7} & 7.363\times 10^{-7} & -1.6078\times 10^{-7} & 8.0392\times 10^{-8} \\ 8.0392\times 10^{-8} & -1.6078\times 10^{-7} & 7.363\times 10^{-7} & -3.6815\times 10^{-7} \\ -4.0196\times 10^{-8} & 8.0392\times 10^{-8} & -3.6815\times 10^{-7} & 1.4573\times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

Ejecutando las operaciones se tiene:

$$Kc := Kxx - Kx\theta \cdot K\theta\theta^{-1} \cdot Kx\theta^{T} \qquad Kc = \left(1.8227\times 10^{4}\right)$$

b. Determinación de la masa:

$$m := \frac{2.4\cdot(75\cdot4.6475 + 2\cdot8\cdot3.2)}{9.81} \qquad m = 97.801$$

c. Calculando la frecuencia natural:

$$\omega := \sqrt{\frac{Kc}{m}} \qquad \omega = 13.652$$

d. Calculando el periodo de vibración en la dirección x:

$$Tx := \frac{2\cdot\pi}{\omega} \qquad Tx = 0.46$$ seg.





El valor del periodo fundamental en la dirección "x" es Tx=0.46 segundos, valor algo mayor que el método espectral unimodal, similarmente se puede aplicar en la dirección "y", considerando un sistema de columnas biempotradas.

$$Iy := 4.267$$

$$Ky := 24 \cdot E \cdot \frac{Iy}{h^3} \qquad Ky = 5.02 \cdot 10^5$$

$$m := \frac{2.4 \cdot (75 \cdot 4.6475 + 2 \cdot 8 \cdot 3.2)}{9.81} \qquad m = 97.801$$

$$\omega := \sqrt{\frac{Ky}{m}} \qquad \omega = 71.647$$

$$Ty := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \qquad Ty = 0.088$$

6.3.6.3. Determinación del periodo principal con método aproximado

Si uno realizara un análisis considerando sólo el grado de libertad horizontal D1, y el resto de grados de libertad iguales a cero, y además si se considera como una columna biempotrada, los resultados serían:

$$Ix := 0.1707$$

$$Kx := 24 \cdot E \cdot \frac{Ix}{h^3} \qquad Kx = 2.008 \cdot 10^4$$

$$m := \frac{2.4 \cdot (75 \cdot 4.6475 + 2 \cdot 8 \cdot 3.2)}{9.81} \qquad m = 97.801$$

$$\omega := \sqrt{\frac{Kx}{m}} \qquad \omega = 14.33$$

$$Tx := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \qquad Tx = 0.438$$



Valor que es más cercano al obtenido con el método espectral unimodal. De la misma manera, obtenemos el periodo de vibración en la dirección “y”, la cual será:

$$Iy := 4.267$$

$$Ky := 24 \cdot E \cdot \frac{Iy}{h^3} \qquad Ky = 5.02 \cdot 10^5$$

$$m := \frac{2.4 \cdot (75 \cdot 4.6475 + 2 \cdot 8 \cdot 3.2)}{9.81} \qquad m = 97.801$$

$$\omega := \sqrt{\frac{Ky}{m}} \qquad \omega = 71.647$$

$$Ty := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \qquad Ty = 0.088$$

Valor similar a los obtenidos anteriormente. A continuación, se comparan los valores de los periodos de vibrar del análisis espectral unimodal en la Tabla Nº 6.3.

Tabla Nº 6.3. Comparación de Métodos

Método	Tx(seg.)	Ty(seg.)
Computacional	0.4319	0.0865
Valores Propios	0.4600	0.0880
Aproximado	0.4380	0.0880

6.3.7. Análisis espectral Multimodal (MEM)

Se utiliza el espectro elástico propuesto en el capítulo V, mediante la ecuación (5.3a), se obtienen los valores de la Tabla Nº 6.4 y se grafican en la figura Nº 6.21. Se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000 [Ref.31], el cual considera todos los grados de libertad.



Tabla Nº 6.4. Valores del espectro elástico

T	Sa(g)
0.001	1.2000
0.01	1.2000
0.02	1.2000
0.04	1.2000
0.06	1.2000
0.08	1.2000
0.1	1.2000
0.2	1.2000
0.3	1.2000
0.4	1.2000
0.5	1.2000
0.6	1.2000
0.7	1.0286
0.8	0.9000
0.9	0.8000
1	0.7200
1.2	0.6000
1.4	0.5143
1.6	0.4500
1.8	0.4000
2	0.3600

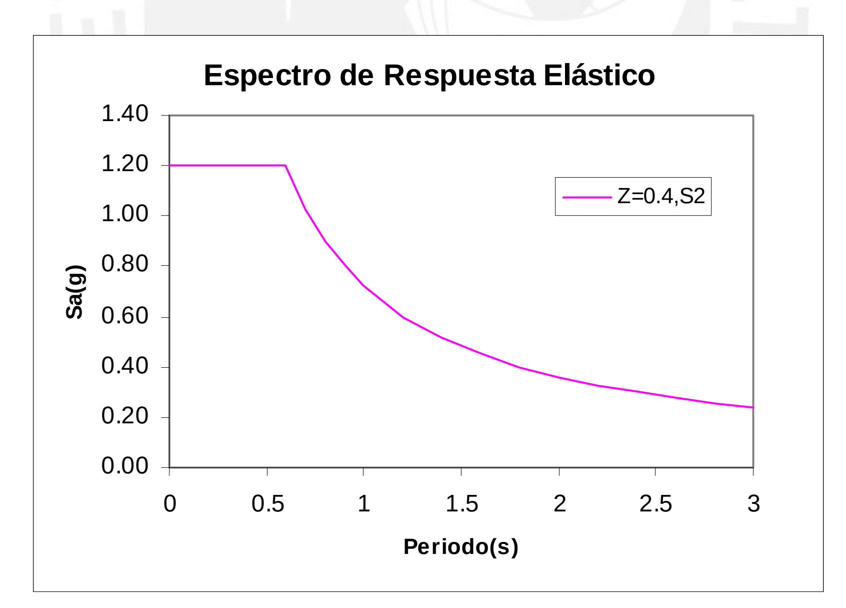


Figura 6.21. Espectro Elástico de la propuesta de norma.

La estructura se dividió tal como lo recomienda el acápite 5.7.3, y se muestra en la figura N° 6.22.



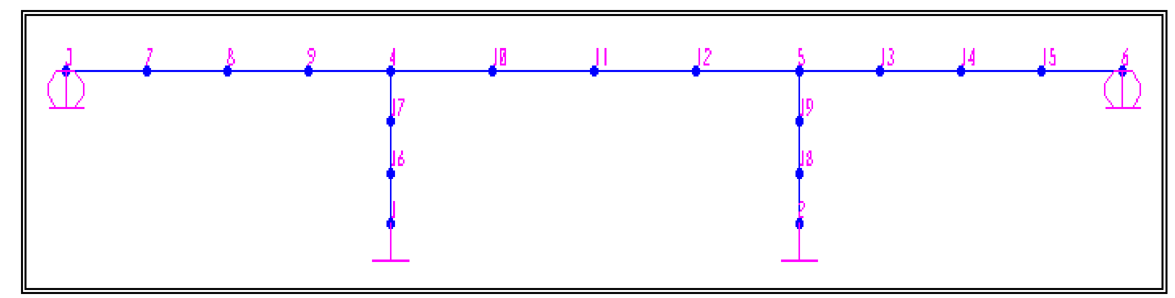


Figura Nº 6.22. División de elementos y codificación de nudos.

Los resultados del análisis espectral multimodal se muestran en la figura N° 6.23 (Para la dirección x), la figura Nº 6.24 y en las tablas N° 6.5, 6.6 y 6.7.

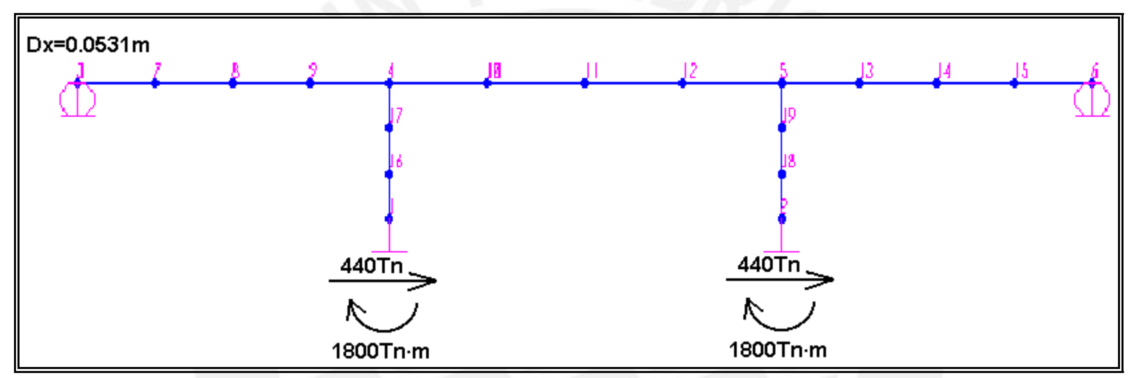


Figura Nº 6.23. Resultados del método espectral multimodal en "x".

Tabla Nº 6.5. Coeficientes de participación másica

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
EIGENMODES	Mode	1.000000	0.458588	0.968730	0.000000	3.753E-19	0.968730	0.000000
EIGENMODES	Mode	2.000000	0.200813	0.000000	3.499E-20	0.008521	0.968730	3.804E-20
EIGENMODES	Mode	3.000000	0.157649	0.000000	0.828441	3.334E-19	0.968730	0.828441
EIGENMODES	Mode	4.000000	0.139318	0.003876	6.060E-17	5.449E-20	0.972606	0.828441
EIGENMODES	Mode	5.000000	0.121680	5.774E-20	1.357E-17	0.692811	0.972606	0.828441
EIGENMODES	Mode	6.000000	0.089751	2.373E-18	1.184E-14	2.205E-16	0.972606	0.828441
EIGENMODES	Mode	7.000000	0.062768	0.000674	2.790E-16	1.288E-18	0.973279	0.828441
EIGENMODES	Mode	8.000000	0.057449	2.893E-16	0.103356	3.401E-16	0.973279	0.931796
EIGENMODES	Mode	9.000000	0.047842	9.590E-15	5.043E-14	3.817E-06	0.973279	0.931796
EIGENMODES	Mode	10.000000	0.045092	2.017E-16	5.769E-17	0.011348	0.973279	0.931796
EIGENMODES	Mode	11.000000	0.044390	0.000198	3.576E-15	1.268E-16	0.973478	0.931796
EIGENMODES	Mode	12.000000	0.036649	2.017E-14	6.740E-14	0.045322	0.973478	0.931796
EIGENMODES	Mode	13.000000	0.036249	1.711E-14	2.465E-14	5.667E-16	0.973478	0.931796
EIGENMODES	Mode	14.000000	0.027472	0.018612	1.036E-12	1.049E-14	0.992090	0.931796
EIGENMODES	Mode	15.000000	0.027430	1.181E-14	2.767E-15	0.004332	0.992090	0.931796
EIGENMODES	Mode	16.000000	0.027390	4.919E-16	0.008659	5.759E-19	0.992090	0.940456
EIGENMODES	Mode	17.000000	0.025770	0.001431	4.794E-15	1.667E-16	0.993520	0.940456
EIGENMODES	Mode	18.000000	0.025756	4.184E-17	1.459E-15	0.046104	0.993520	0.940456
EIGENMODES	Mode	19.000000	0.023526	0.001207	2.153E-13	3.919E-15	0.994728	0.940456
EIGENMODES	Mode	20.000000	0.021884	1.102E-16	2.220E-15	5.692E-16	0.994728	0.940456



En la tabla Nº 6.5, se muestra que los modos predominantes en cada dirección: en la dirección “x” es el primer modo con Tx=0.4586 seg. ya que tiene un factor de participación del 96.87%, mientras en la dirección “y” el modo predominante es el tercero con Ty=0.1576 seg. y 82.84% de participación modal.

Primer modo T=0.4586 segundos Segundo modo T=0.2008 segundos

Tercer modo T=0.1576 segundos Cuarto modo T=0.1393 segundos

Quinto modo T=0.1217segundos Sexto modo T=0.0898 segundos

Séptimo modo T=0.0628 segundos Octavo modo T=0.0574 segundos

Figura Nº 6.24. Periodos y modos de vibrar de la estructura.



Las fuerzas internas y desplazamientos del análisis espectral multimodal(MEM), se muestran en las tablas Nº 6.6 y 6.7. En estas tablas las direcciones 1, 2 y 3, son las coordenadas globales del programa SAP2000.

Tabla Nº 6.6. Reacciones y Momentos para el MEM.

			REACCIONES			MOMENTOS	
JOINT	**LOAD**	**F1(Tn)**	**F2(Tn)**	**F3(Tn)**	**M1(Tn·m)**	**M2(Tn·m)**	**M3(Tn·m)**
1	E030	439.5201	297.7423	51.6015	2335.5613	1800.3563	16.1782
2	E030	439.5202	297.7415	51.6006	2335.5601	1800.3566	16.1781
3	E030	0	65.0969	35.2226	0	0	0
6	E030	0	65.0982	35.2229	0	0	0
	Suma=	879.04	725.68				

Tabla Nº 6.7. Desplazamientos para el MEM.

				DESPLAZAMIENTO			
JOINT	**LOAD**	**U1(m)**	**U2(m)**	**U3(m)**	**R1(rad)**	**R2(rad)**	**R3(rad)**
1	E030	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	E030	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
3	E030	0.05310	0.00000	0.00000	0.00098	0.00061	0.00031
4	E030	0.05290	0.00611	0.00005	0.00098	0.00117	0.00021
5	E030	0.05290	0.00611	0.00005	0.00098	0.00117	0.00021
6	E030	0.05310	0.00000	0.00000	0.00098	0.00061	0.00031
11	E030	0.05300	0.00849	0.00000	0.00098	0.00051	0.00000
	Suma=	0.05310	0.00849				

6.3.8. Análisis Tiempo – Historia (MTH)

Se ingresaron las historias de los sismos en el programa SAP2000 [Ref. 31] y se obtuvieron sus reacciones, fuerzas y desplazamientos, tal como lo muestran las figuras N° 6.25, 6.26 y 6.27.

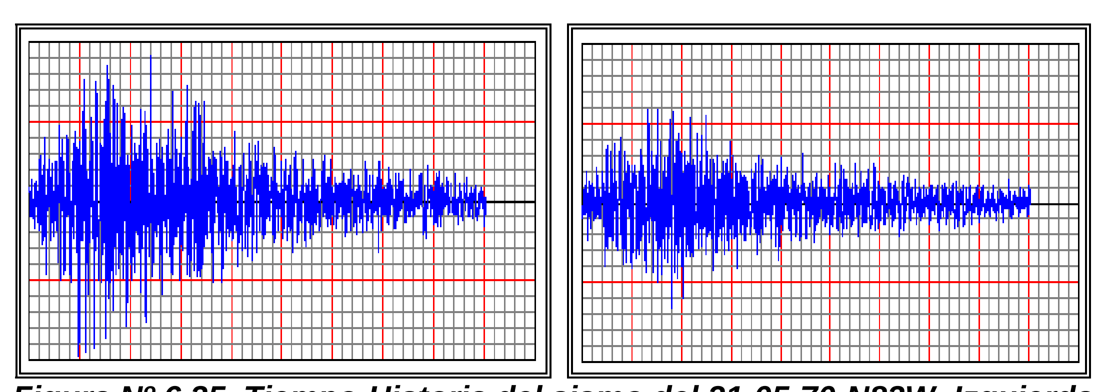


Figura Nº 6.25. Tiempo-Historia del sismo del 31-05-70-N82W. Izquierda componente N08E, derecha componente N82W.





En las figuras Nº 6.26 y 6.27, se muestran las respuestas de la fuerza cortante y momento flector de un elemento y el cortante basal, respectivamente, para uno de los registros sísmicos.

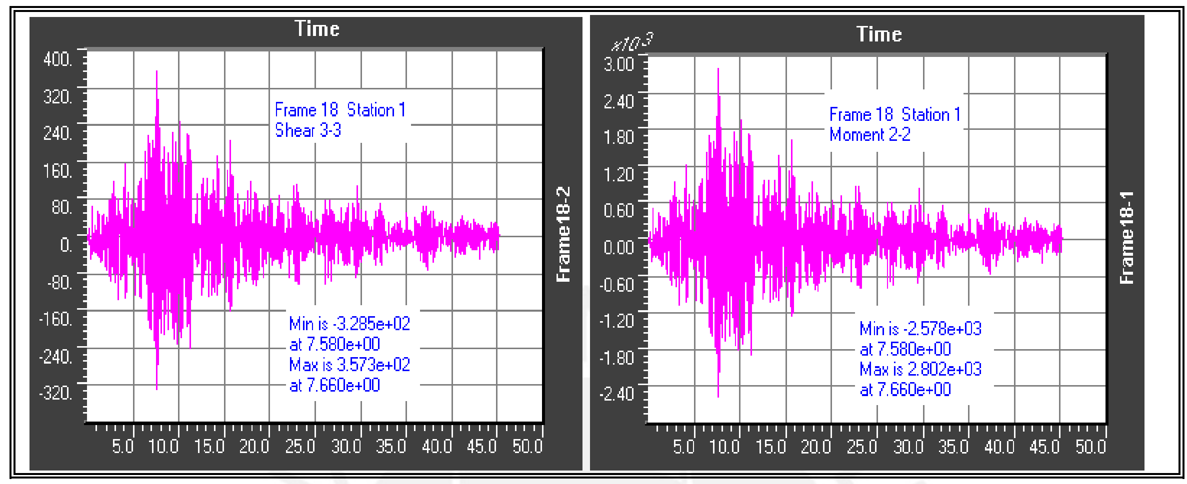


Figura Nº 6.26. Tiempo-Historia de Cortante y de Momento para un elemento (31-05-70-N82W).

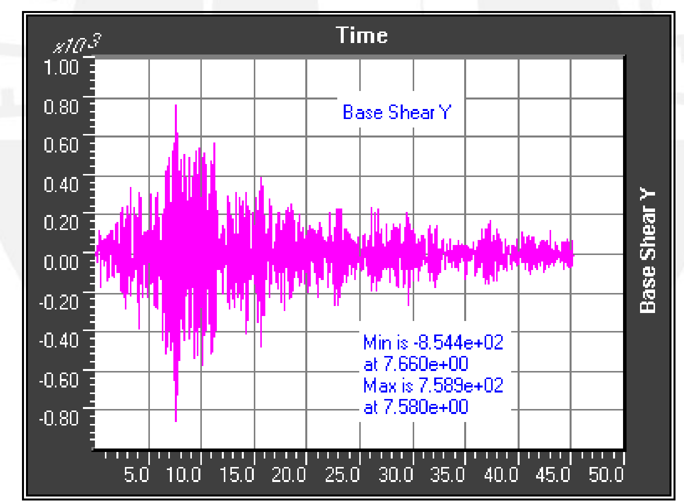


Figura Nº 6.27. Cortante basal para la dirección Y (31-05-70-N82W).

6.3.9. Comparación de resultados

A continuación, en la tabla Nº 6.8 se comparan los resultados de los métodos analizados anteriormente. Se muestra que el desplazamiento máximo es de 0.0056m (MEU) en la dirección “x”, mientras es de 0.0531m para el MEM, ya que el requerimiento mínimo de análisis es este último, los resultados utilizados para la dirección “x” serán los referidos al MEM.





Tabla Nº 6.8. Comparación de resultados de los métodos analizados.

Método de Análisis	Periodo		Fuerza Basal		Desplazamiento	
	Tx(seg.)	Ty(seg.)	Fx(Tn)	Fy(Tn)	Dx(m)Nudo 3	Dy(m)Nudo 11
Unimodal	0.4319	0.0865	1119.00	1119.00	0.05560	0.002200
Multimodal AASHTO(MTC)	0.4586	0.1576	855.722	725.679	0.05170	0.008491
Multimodal E.030	0.4586	0.1576	**879.040**	725.679	**0.05310**	0.008491
Tiempo Historia(03-10-74-N82W)	0.4586	0.1576	793.300	578.900	0.04801	0.006593
Tiempo Historia(03-10-74-N08E)	0.4586	0.1576	553.900	538.600	0.03357	0.006400
Tiempo Historia(31-05-70-N82W)	0.4586	0.1576	600.200	**854.400**	0.03630	**0.010100**
Tiempo Historia(31-05-70-N08E)	0.4586	0.1576	592.200	580.000	0.03582	0.007263
Tiempo Historia(17-10-66-N82W)	0.4586	0.1576	656.300	767.600	0.03974	0.008644
Tiempo Historia(17-10-66-N08E)	0.4586	0.1576	486.500	647.700	0.02935	0.007550

Para la dirección “y”, serán considerados los resultados obtenidos del tiempo – historia del 31 de Mayo de 1970 componente N82W.

6.3.10.Fuerzas a considerar en los Pilares y los factores de Modificación de Respuesta (R) utilizados

Para el análisis del pilar se escogen los mayores efectos de la Tabla Nº 6.8. El análisis perpendicular al eje del puente (dirección más fuerte), se hará con los resultados del análisis TH de 1970 componente N82W, cuya fuerza horizontal es de Fh=427.2 Tn (un pilar), y cuyo momento es de M=2802 Tn·m; estos valores hay que afectarlos por el factor de reducción R=1.5 (pilar tipo muro).

El análisis del pilar longitudinalmente al eje del puente(dirección débil), se hará con los resultados del análisis espectral multimodal(Espectro elástico de la NTE E.030), cuya fuerza horizontal es de Fh=439.52 Tn (Valor tomado por un pilar), y cuyo momento es de M=1800 Tn·m; los cuales hay que afectar por el factor de reducción R=2 (columna individual).



6.3.11.Desplazamientos de diseño

Se evalúa con la ecuación (5.17) y la tabla Nº 5.6.

$$N = (200+0.0017\cdot Li+0.0067\cdot H)\cdot(1+0.000125\cdot s^2)$$

$$N = (200+0.0017\cdot(23000+29000)+0.0067\cdot(8000))\cdot(1+0.000125\cdot 0^2)$$

$$N = 342 \text{ mm}$$

Según la tabla Nº 5.6, este valor debe ser afectado por 1.5, para tener el ancho de cajuela. Finalmente, se tiene una dimensión mínima de 513mm; para fines prácticos, el ancho de la parte superior del pilar debe ser igual a 550mm.

6.3.12.Juntas Sísmicas

Según la ecuación (5.18), y la figura Nº 6.28, se tiene:

$$S_j = 62.5(0.4) + 53.1 + 0$$

$$S_j = 78.1mm$$

Se puede considerar Sj=80 mm y tratar [Ref. 13], de que tenga la configuración entre el estribo y la viga de la superestructura mostrada en la figura Nº 6.29. En ésta, el neopreno hace la función de disipador de energía y los fierros transfieren la carga de impacto en forma uniforme entre la pared vertical del estribo y la viga principal de la superestructura.

En estas juntas también se consideran por efectos de cambio de temperatura; así también, deben estar preparadas para resistir efectos del medio ambiente, filtración de agua y prevenir la penetración de sólidos, etc.



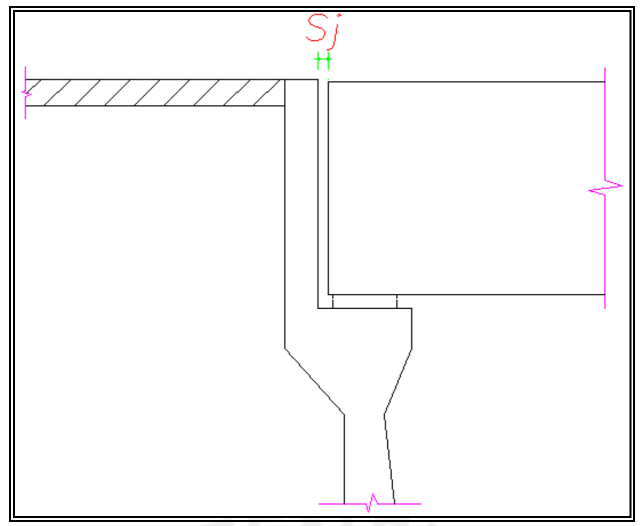


Figura Nº 6.28. Junta Sísmica entre viga y estribo.

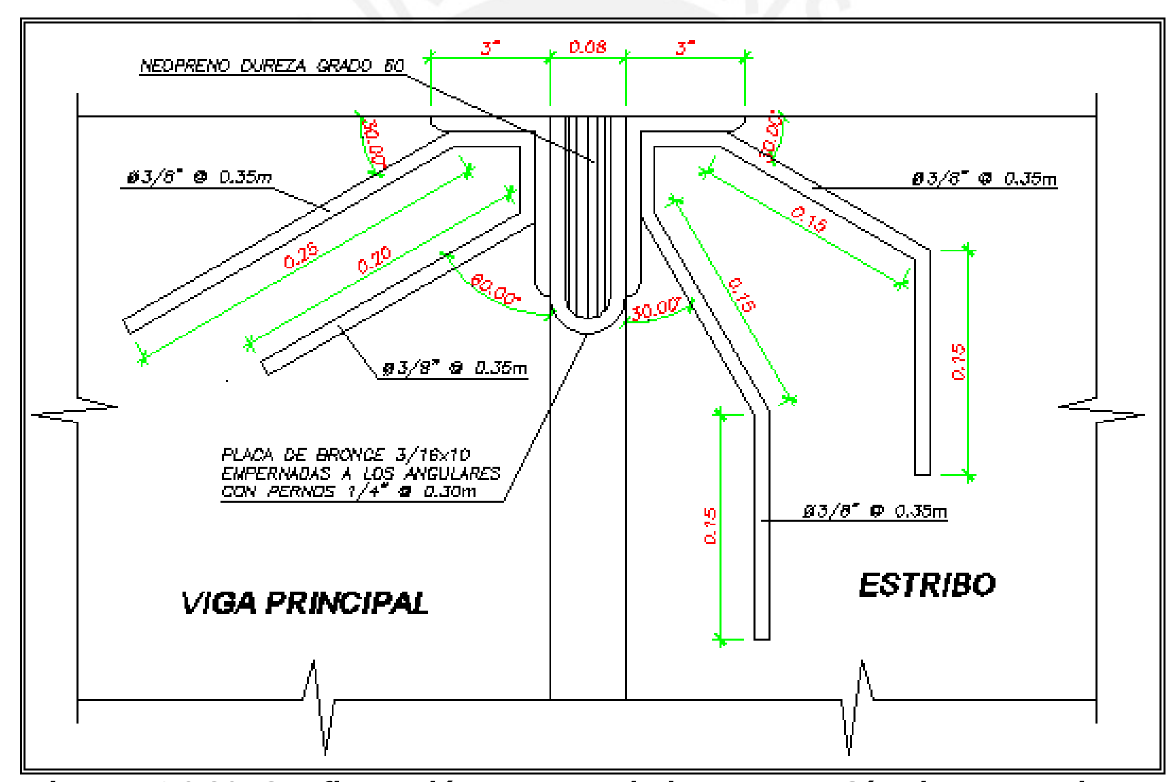


Figura Nº 6.29. Configuración recomendada en Junta Sísmica entre viga y estribo.



CAPÍTULO VII

COMPARACIÓN DE LA PROPUESTA DE NORMA DEL M.T.C. Y LA DE ESTE TRABAJO

Una característica principal de la propuesta del M.T.C. [Ref. 6], es que prácticamente es una trascripción traducida de la norma AASHTO-LRFD [Ref. 2], lo cual si bien es un aporte a la Ingeniería de Puentes en el Perú, no contempla algunas características importantes por lo menos en el análisis sísmico.

El coeficiente de aceleración (Z), en la propuesta del M.T.C. está referido al mapa de isoaceleraciones de Alva y Castillo [Ref. 18], y de acuerdo a ello, se divide al Perú en cuatro zonas de comportamiento sísmico; luego éstas se utilizan para poder elegir un método de análisis. Para la propuesta de norma de este estudio, se considera las tres zonas sísmicas de la norma E.030, para compatibilizar con la sismicidad local. Además, cabe mencionar que algunas normas [Ref. 7, 8, 34 y 41], consideran los coeficientes de aceleración de sus normas sísmicas para puentes iguales a que las que se tiene para edificios.

En cuanto a la clasificación por importancia, la propuesta de norma del M.T.C. no especifica qué tipo de sismo de diseño debe considerarse para un puente crítico, un puente esencial u otro tipo de puente. En la Propuesta de norma de este estudio, se describe más detalladamente qué tipo de sismo de diseño se refiere a cada clasificación.

Los coeficientes de sitio en la propuesta de norma del M.T.C. son cuatro y no consideran su periodo fundamental. En cuanto a la propuesta de este trabajo, se considera los cuatro coeficientes de sitio de la NTE E.030, los cuales tienen un periodo fundamental asociado a cada tipo de suelo, valores que sirven para



evaluar el espectro de respuesta elástico. Una diferencia que se muestra en el coeficiente de sitio para suelos flexibles es que la propuesta de norma del M.T.C. considera un valor de 2.0, mientras tanto la propuesta de este estudio lo deja como valor determinado por un especialista.

El espectro de respuesta elástico de la propuesta del M.T.C. [Ref. 6] es el mismo que el de la norma AASHTO-LRFD [Ref. 2], el cual es acorde con la sismicidad de EEUU. Para la propuesta de norma de este trabajo, se ha considerado conveniente utilizar el espectro elástico de la NTE E.030 [Ref. 5], ya que refleja en forma representativa la sismicidad del Perú. Según el acápite 2.4.6 de este trabajo, para periodos mayores a 0.6 segundos aproximadamente, los valores de pseudoaceleración de la referencia 6 son algo mayores que el de la NTE E.030. Así mismo, en el espectro de desplazamientos de la propuesta del M.T.C. para periodos mayores de 0.6 segundos aproximadamente, se tiene desplazamientos mayores que con el espectro de la NTE E.030, con lo cual se corrobora que no es adecuado utilizar el espectro propuesto por la referencia 6.

Los valores de los factores de modificación de respuesta R, son los mismos tanto en la propuesta del M.T.C. como en la propuesta de este estudio. Un aspecto importante a considerar es que no se debe utilizar los valores de R de la NTE E.030, ya que ésta ha sido concebida para edificios.

La propuesta de norma del M.T.C. no define qué es un puente regular e irregular, ni tampoco da criterios sobre ello. Sin embargo, en los requisitos mínimos de análisis sísmico, aparece mencionada esta propiedad, sin dar una definición adecuada. En la propuesta de este trabajo se describe en forma detallada las características de un puente regular e irregular.

En cuanto a los métodos de análisis sísmico, la propuesta del M.T.C.[Ref. 6], no describe en forma detallada dichos métodos, más bien los define en forma sucinta. En cambio, en la propuesta de este estudio de investigación se



describe en forma detallada los cuatro métodos de análisis elásticos indicados tanto en la propuesta de la norma del M.T.C., como en la propuesta de este estudio. Los requerimientos mínimos de análisis de la propuesta del M.T.C. obedecen a cuatro zonas sísmicas, para la propuesta de este estudio de investigación se ha compatibilizado a tres zonas para estar acorde con la zonificación hecha.

Las combinaciones ortogonales de fuerzas sísmicas son las mismas en las dos propuestas de norma.

En cuanto a los desplazamientos de diseño, la propuesta del M.T.C., da un ancho de cajuela pero no especifica la tabla de porcentaje de longitud mínima de cajuela. En cambio en la propuesta de este estudio, se muestra la tabla Nº 5.6 con este paso del diseño..

Además, en la propuesta de este trabajo de investigación, se dan algunos criterios de junta sísmica y del uso de topes transversales; criterios importantes cuando se tiene puentes adyacentes o cercanos entre sí, tanto longitudinalmente como transversalmente.

Finalmente, en este estudio de investigación, se dan criterios sobre la aplicación de la fuerza sísmica para el diseño de la subestructura.



CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. En base al estudio efectuado, se ha desarrollado la propuesta de norma para el diseño sísmico de puentes en el Perú, dada en el Capítulo V.
2. Los puentes son estructuras de características especiales particularmente vulnerables, que requieren ser diseñados, mantenidos, evaluados y rehabilitados bajo normativas sismorresistentes actualizadas, para cumplir una función social y brindar un servicio continuo.
3. En el presente trabajo se analizó cuatro códigos sísmicos para puentes; las características más resaltantes de estos códigos se resumen en la tabla Nº 8.1.
4. En los códigos estudiados se consideran diseños basados en desempeño sísmico, pero los diseños de la CALTRANS y del Reglamento Japonés se basan en desempeño sísmico bajo estados límites, es decir consideran un estado límite de funcionalidad para sismos menores con un comportamiento cuasi-elástico y un estado límite de seguridad para sismos fuertes, con suficiente rigidez y resistencia para limitar el comportamiento inelástico, como prevención de colapso.
5. El valor del coeficiente de aceleración debe ser el dado por la norma NTE E.030 [Ref. 5] o también se puede utilizar el mapa de isoaceleraciones de Alva y Castillo [Ref. 18].
6. Se requieren realizar estudios de amenaza sísmica regional que determinen las aceleraciones probables y los periodos de retorno correspondientes a diferentes condiciones límites, a fin de fortalecer los métodos basados en el desempeño estructural.





7. La clasificación por importancia de un puente es un parámetro importante ya que determina qué método de análisis sísmico se debe utilizar. Para la propuesta de norma se consideró las condiciones del AASHTO LRFD [Ref. 2].
8. La regularidad de un puente es un parámetro importante, pero también es importante que sea simple, simétrico e íntegro. Simple, porque las fuerzas se transfieren al suelo en forma directa; simétrico, para no generar rotaciones torsionales; y finalmente íntegro, para que todas las componentes del puente permanezcan conectadas después del evento sísmico.
9. El coeficiente de sitio debe ser el dado por la propuesta de norma (similar al de la referencia 5), y si las condiciones son muy desfavorables, se puede consultar la norma CALTRANS [Ref. 3].
10. El espectro de respuesta sísmica elástica debe ser el dado por la propuesta de norma del Capítulo V y no la de la AASHTO LRFD [Ref. 2], como lo recomienda la Propuesta de Reglamento de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, ya que ésta no está acorde a la sismicidad local.
11. Los factores de modificación de respuesta R, deben ser los de la propuesta de norma del Capítulo V; no deben utilizarse los factores de modificación de la NTE E.030, ya que ésta ha sido concebida para edificios y no para puentes. En casos particulares, en zonas de alta sismicidad se puede consultar la norma CALTRANS [Ref. 3].
12. Son necesarios más estudios e investigaciones para determinar factores de respuesta R que correspondan con la capacidad de absorción y disipación de energía de las estructuras de puentes, tomando en cuenta las variables sismológicas, geotécnicas y estructurales.
13. Deben tenerse en consideración los desplazamientos de diseño, las juntas sísmicas y los topes transversales, para un buen comportamiento sísmico de puentes.



14. Es necesario que los proyectistas de puentes, conozcan y utilicen programas de análisis lineal y no lineal, que incorporen la respuesta tridimensional, la influencia de estribos, apoyos, juntas, aisladores y disipadores de energía.
15. Debe darse prioridad a la concepción de un sistema estructural integral, con configuración sencilla; es decir, estructuras regulares, preferiblemente hiperestáticas, con detalles constructivos adecuados y cimentaciones seguras.
16. Las fuerzas de sismo en el Análisis Espectral Unimodal(MEU), resultan mayores que las obtenidas con un análisis multimodal o de tiempo historia; en consecuencia, el análisis Unimodal es más conservador.
17. Se debe hacer una revisión de los puentes existentes en el Perú, ya que muchos de ellos adolecen de control de sobrecargas verticales, también tienen un peso adicional excesivo por repavimentación, sus apoyos se encuentran en muy mal estado, les falta losas de acceso, tienen asentamientos diferenciales, losas agrietadas, falta de simetría y de regularidad, socavación de pilares y estribos, poco o nada de mantenimiento, y además no se espera un comportamiento sismorresistente adecuado.
18. En cuanto a la carga viva a considerar en el análisis sísmico, solo el reglamento Japonés lo menciona, pero decide no tomarla en cuenta. En el Perú se debería estudiar que porcentaje de carga viva debe considerarse, debido a que en nuestras ciudades a veces ocurren congestionamientos que podrían incrementar el peso de la estructura.
19. La propuesta de norma del M.T.C., se encuentra aún incompleta, además de ser una trascripción traducida y no del todo adecuada a las condiciones del Perú. La propuesta de este estudio de investigación es algo más completa, explayando en forma amplia los métodos de análisis sísmicos elásticos a utilizar.











Referencias Bibliográficas

1. AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges". American Association of State Highway and Transportation Officials, 16th Edition, 1996.
2. AASHTO, "LRFD Bridge Design Specifications". American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd Edition, 1998.
3. CALTRANS, "Seismic Design Criteria(SDC)". California Department of Transportation, Division of Engineering Service, 2001.
4. Public Works Research Institute. "Design Specifications of Highway Bridges Part V. Seismic Design". Earthquake Engineering Division and Earthquake Disaster Prevention Research Center. Japan, July 1998.
5. SENCICO, "Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente". Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2003.
6. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, "Propuesta de Reglamento de Puentes". Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, 2002.
7. M.T.C., "Norma Venezolana para el Diseño Sismorresistente de Puentes" (Propuesta). Ministerio de Transportes y Comunicaciones. William Lobo Quintero, 1987.
8. G. Rodolfo Saragoni, Ricardo Reginensi y Adrián Fuentes, "Reglamento de diseño sísmico de puentes". Manual de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2002.
9. EUROCODE-98. Part 2, 1998.
10. FHWA-IP-87-6, "Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges". Federal Highway Administration, 1987.
11. Shigeki Unjoh, Shoichi Nakatani, Keiichi Tamura, Jiro Fukui and Junichi Hoshikuma, "Seismic Design Specifications for Highway Bridges". Public Work Research Institute. December, 2003.
12. M.J. Ryall, G.A.R. Parke and J.E. Harding. "The Manual of Bridge Engineering". Tomas Telford Publishing, 2000.
13. M. Y. H. Bangash, "Prototype Bridge structures: analysis and design". Tomas Telford Publishing, 1999.





14. Richart M. Backer and Jay A. Puckett, “Design of Highway Bridges”. Wiley Interscience, 1997.
15. Kawashima Kasuhiko, “Seismic Design and retrofit of reinforced bridges”. Proceedings of the Second International Workshop held in Queenstown. University of Canterbury, New Zealand 2000.
16. Tamura Keiichi, “Revised Design Specifications for Highway Bridges in Japan and Design Earthquake”, 2002.
17. Cornell A., "Engineering Seismic Risk Analysis". Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 58, Nº 5. 1968.
18. Alva y Castillo, “Peligro Sísmico en el Perú”. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones. Lima, Diciembre, 1993.
19. Alberto Sarria, “Ingeniería Sísmica”. 2da Edición, Editorial Uniandes, 1995.
20. ISO 2394, “Bases for Design of Structures – Seismic Action on Structures”. International Organization for Standardization, 1999.
21. A.G. Brady y V. Pérez, “Strong-Motion Earthquake Accelerograms – Digitization and Análisis – Records from Lima, Peru: 1951-1974”, Open File Report No. 77-587, U.S. Geological Survey, California, April 1977.
22. Casaverde y Vargas, “Zonificación Sísmica del Perú.” Pontificia Universidad Católica del Perú. Departamento de Ingeniería, 1980.
23. McGuire R., "Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis", Open-File Report 76-67, U.S. Geological Survey, 1976.
24. Bolton H. Seed, “The influence of local Soil Conditions on Earthquake Damage”. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico, Agosto, 1969.
25. Kazuhiko Kawashima and Kinji Hasegawa, “New Seismic Design Specifications of Highway Bridges in Japan”. Earthquake Spectra, Vol. 10, Nº 2, 1994.
26. ATC – 6, “Seismic Design Guidelines for Highway Bridges”. Applied Technology Council, Berkeley, 1981.





27. Japan Society of Civil Engineering, “Earthquake Resistance Design Codes in Japan”. Earthquake Engineering Committee and Japan Society of Civil Engineering. Tokyo, January, 2000.
28. PCA, “Continuous Concrete Bridges”. Portland Cement Association, 1977.
29. Ramírez O. y Ayala G., “Método para el Análisis Sísmico no lineal de Puentes. Modelo Teórico y Herramienta Computacional”. VI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica. Mérida, 12-15 de Mayo, 1999.
30. HEC-RAS, River Analysis System “Hidraulic Reference Manual.” U.S. Army Corps of Engineer, 1998.
31. SAP2000, Structural Analysis Program. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, 1998.
32. José Luis Bosio V., Jack López A., Eduardo Gallo D., Manuel Pastor G., Pedro Lainez-Lozada C., “Puentes: Análisis, Diseño y Construcción”. American Concrete Institute. Capítulo de estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, 2da Edición, Perú, Marzo, 1994.
33. Y. Matsui, T. Hayashikawa, Y. Kakuta, T. Kaneko, N. Suwawara, “Calculation of natural periods of bridge structures by using static frame method”. Tenth World Conference of Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1992.
34. R. Alireza, G. Amin, ”An investigation into the effect of earthquake on bridges”. Tenth World Conference of Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1992.
35. ACI 341.2R-97, “Seismic Analysis and Design of Concrete Bridge Systems”. American Concrete Institute, 1997.
36. ATC-32, “Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations”. Applied Technology Council, 1997.
37. D. Mitchell, M. Bruneau, I. Buckle, D. Bagnariol, S. Zhu and N. McCammon, “The Canadian Highway Bridge Design Code: Seismic Design Provisions”. Developments in short and medium Span Bridge Engineering, 1998.





38. Elsa Carrera, “Análisis y diseño de Puentes”. Curso de Actualización, SENCICO, Arequipa, 1998.
39. Eduardo Rivera Reyes, “Cimentaciones de Concreto Armado en Puentes”. Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1998.
40. William Lobo Quintero, “Diseño de edificaciones para dos estados límites”. Seminario de Ingeniería Sísmica. Universidad Católica Andrés Bello de Caracas, 1996.
41. William Lobo Quintero, “Sismorresistencia de Puentes: Estado del Arte”. Seminario de Desastres Sísmicos. Venezuela, 2000.
42. Arthur P. Boresi, Richard J. Schmidt, Omar M. Sidebottom, “Advanced Mechanics of Materials”. John Wiley & Sons Inc. Fifth Edition, 1993.
43. Luis Ortiz Berrocal, “Elasticidad”. Mc Graw Hill. Tercera Edición, 1998.
44. S. Timoshenko, “Teoría de la Elasticidad”. Librería y Editorial “El Ateneo”. Primera Edición, 1946.
45. Schnabel B, Lysmer J, B. Seed, “SHAKE, A Computer Program for the Earthquake Response Analysis of horizontally Layered Sites”. University of California, EERC Report 72-12, 1972.
46. Bardet J. P., K. Ichii and Lin C. H, “EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits”. University of Southern California, Department of Civil Engineering, August, 2000.
47. Mejía, Abel, “Métodos Estadísticos en Hidrología”. Editorial de la Universidad Nacional Agraria La Molina, 1991.
48. Chereque Morán, Wendor, “Hidrología: para estudiantes de Ingeniería”. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 1989.
49. Rubén Terán, “Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas”. Escuela Superior de Administración de Aguas “CHARLES SUTTON”, 1997.
50. Laursen, E.V. & Toch, “Scour around bridge piers and abutments”. Bulletin 4, Iowa Highway Research Board, State University of Iowa, 1956.
51. U.S. Army Corps of Engineering, “Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs”. Hidrology Engineering Center (HEC), 1976.



Tabla Nº 8.1. Comparación de los códigos sísmicos para puentes AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, CALTRANS y Japonés.

Característica		AASHTO	AASHTO-LRFD	CALTRANS	JAPON
1. Generalidades	a. Filosofía de diseño	Resistir sismos menores dentro del rango elástico sin sufrir daños. Resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable. Resistir sismos severos sin llegar al colapso del conjunto o una parte del puente.		Implica integridad estructural, sin colapso durante un movimiento sísmico. Adecuada capacidad de ductilidad. Utiliza estados límites.	Posibilidad de ser reparados ante sismos moderados y pequeños. Evitar el colapso durante sismos extraordinarios.
2. Carga Sísmica	a. Respuesta sísmica	Diseño elástico Espectral.		Diseño elástico Espectral.	Diseño elástico Espectral para magnitudes de evento de 8 +/-
	b.Periodo de retorno	475 años.	475 años, especifica que puede ser mayor.	De acuerdo a la sismicidad e importancia del puente.	975 años.
	c.Factor Zona	Mapa de contorno de aceleraciones máximas probables en roca.		Mapa de contorno de aceleraciones máximas y un promedio de una función de atenuación a la distancia de la falla.	Mapa de factor de modificación de zona.
	d.Consideraciones de importancia	Dos categorías: esenciales y otros.	Tres categorías: críticos, esenciales y otros.	Dos tipos de puente: importante y ordinarios.	Dos tipo de puente, A y B.
	e.Efectos de sitio	Cuatro tipos de perfil de suelo.		Cinco tipos de perfil de suelo.	Tres tipos de perfil de suelo.
	f. Factor de modificación(R)	No depende de la clasificación por importancia.	Depende de la clasificación por importancia.	Utiliza demandas de ductilidad de desplazamiento.	Utiliza Demandas de ductilidad de desplazamiento.
	g.Amortiguamiento	5% del crítico.			

3. Análisis	a. Selección del método	Depende de la categoría de comportamiento sísmico.	Depende de la regularidad y la importancia del puente.	Basado en la complejidad de la estructura solamente. Estructuras de T>3seg. son casos especiales.	Basado en la complejidad de la estructura.
	b. Estático equivalente	Carga uniforme lateral.			Método de carga estática uniforme.
	c. Dinámico elástico	Análisis multimodal (respuesta espectral), también Tiempo-Historia.			
	d. Estático Inelástico	No requiere	No requiere	No requiere	Solo casos especiales.
	e. Dinámico Inelástico	No requiere	No requiere	No requiere	Solo casos especiales.
	f. Combinación direccional	Caso 1: L+0.3·T Caso 2: T+0.3·L			Cargas longitudinal y transversal examinadas separadamente.
4. Efectos Sísmicos	a. Fuerza de diseño	Reducido por un valor de R.		Considera ductilidad y riesgo.	Fuerzas elásticas afectadas por valores de ductilidad.
	b. Desplazamiento	Elásticos	Elásticos	Usa rigidez fisurada.	Elásticos.
	c. Ancho de apoyo mínimo	Evaluado para acciones sísmicas, y de acuerdo a las condiciones del tramo.			Considera desplazamiento relativo del suelo.